



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**ANALISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE
DE UNA EDIFICACION, USANDO PORTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS
CONCENTRICAMENTE VS PORTICOS CON RIOSTRAS DE PANDEO
RESTRINGIDO**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por:

Br. José Agustín García Zepeda

Tutor:

Msc. Yader Jarquín Montalván

Managua, Junio 2019

DEDICATORIA

A Dios que me ha dado la fortaleza para poder llegar hasta este punto, y sé que nunca me abandonará.

A mis amados padres **Gloria de los Ángeles Zepeda Díaz** y **Anselmo Antonio García Meléndez**, que me han acompañado desde antes de nacer, brindándome siempre todas sus energías y que con sus consejos me han ayudado a superar muchos obstáculos.

AGRADECIMIENTOS

A Dios sobre todas las cosas, porque sin Él nada es posible y gracias a Él es que me despierto cada mañana con el deseo de ser mejor cada día.

A mis padres, por brindarme siempre su apoyo incondicional y luchar conmigo en el día a día.

A mis hermanos, porque siempre están dispuestos a darme una mano amiga.

A mi tutor, por su disponibilidad y atención, y especialmente por sus consejos de superación los cuales no olvidaré.

ÍNDICE

1. GENERALIDADES	1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	2
1.2. ANTECEDENTES	3
1.3. JUSTIFICACIÓN	5
1.4. OBJETIVOS.....	6
1.4.1. OBJETIVO GENERAL.....	6
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	6
2. MARCO TEÓRICO.....	7
2.1. PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE	8
2.1.1. GENERAL	8
2.1.2. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS.....	8
2.1.3. DISEÑO DE PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE	11
2.1.3.1. RESISTENCIA ESPERADA DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS.....	11
2.1.3.2. ANÁLISIS	12
2.1.3.3. REQUISITOS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES	12
2.1.3.3.1. Requisitos básicos	12
2.1.3.3.2. Arriostramientos	12
2.1.3.3.3. Zonas protegidas.....	13
2.1.3.4. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EN V Y V INVERTIDA.....	13
2.1.3.4.1. Interacción de los arriostramientos.....	13
2.1.3.4.2. Requisitos del sistema.....	14
2.2. PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS DE PANDEO RESTRINGIDO	15
2.2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL.....	15
2.2.2. COMPONENTES DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS DE PANDEO RESTRINGIDO	15
2.2.2.1. SEGMENTO CEDENTE RESTRINGIDO.....	16
2.2.2.2. SEGMENTO NO CEDENTE RESTRINGIDO.....	16
2.2.2.3. SEGMENTO NO CEDENTE NO RESTRINGIDO	16
2.2.2.4. CAPA ANTIADHERENTE	17
2.2.2.5. MECANISMO DE RESTRICCIÓN.....	17
2.2.3. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS DE PANDEO RESTRINGIDO	17
2.2.4. DISEÑO DE PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS DE PANDEO RESTRINGIDO	21

2.2.4.1. RESISTENCIA AJUSTADA DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS DE PANDEO RESTRINGIDO	21
2.2.4.1.1. Cálculo de las deformaciones esperadas en las BRB y sus factores de ajuste	21
2.2.4.1.2. Definición de las resistencias ajustadas a compresión y a tensión.....	24
2.2.4.2. ANÁLISIS	25
2.2.4.3. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EN V Y V INVERTIDA.....	25
2.2.4.3.1. Interacción de los arriostramientos	25
2.2.4.3.2. Requisitos del sistema.....	26
2.2.4.4. REQUISITOS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES	26
2.2.4.4.1. Requisitos básicos	26
2.2.4.4.2. Resistencia disponible de los arriostramientos	26
3. MARCO METODOLÓGICO	27
3.1. FASE I – PLANTEAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA SENCILLA EN ACERO	28
3.2. FASE II – ELABORACIÓN DE HOJAS DE CÁLCULO	28
3.3. FASE III – DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN USANDO SCBF	29
3.4. FASE IV – DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN USANDO BRBF.....	29
3.5 FASE V – COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	30
4. ANÁLISIS Y RESULTADOS.....	31
4.1. CONFIGURACIONES GENERALES EN LA EDIFICACIÓN CON SCBF Y BRBF.....	32
4.1.1. MODELO 3D	32
4.1.2. ESPECTRO DE RESPUESTA DE DISEÑO ELÁSTICO	33
4.1.3. CONDICIONES DE REGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN Y FACTOR DE REDUCCIÓN POR SOBRERRESISTENCIA.....	34
4.1.4. NIVELES Y PLANTA TIPO	37
4.1.5. DEFINICIÓN DEL DECK METÁLICO	38
4.1.6. CONFIGURACIÓN DEL DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS	38
4.1.7. PATRONES DE CARGA	39
4.1.8. SET DE CARGAS	39
4.1.9. FUENTE DE MASA.....	40
4.1.10. COMBINACIONES DE CARGA.....	40
4.2. CONFIGURACIONES PARTICULARES EN CADA MODELO.....	41
4.2.1. CONFIGURACIONES PARTICULARES EN LA EDIFICACIÓN CON SCBF	41
4.2.1.1. ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO REDUCIDO	41
4.2.1.2. SECCIONES UTILIZADAS.....	42

4.2.1.3. DEFINICIÓN DE SISTEMA Y MÉTODOS EN ETABS	46
4.2.1.4. ACCIÓN SÍSMICA	47
4.2.2. CONFIGURACIONES PARTICULARES EN LA EDIFICACIÓN CON BRBF	48
4.2.2.1. ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO REDUCIDO	48
4.2.2.2. SECCIONES UTILIZADAS	48
4.2.2.3. DEFINICIÓN DE SISTEMA Y MÉTODOS	53
4.2.2.4. ACCIÓN SÍSMICA	54
4.3. ANÁLISIS DINÁMICO DE LA EDIFICACIÓN CON SCBF Y DE LA EDIFICACIÓN CON BRBF	55
4.3.1. PERIODOS Y MASA PARTICIPATIVA	55
4.3.1.1. EDIFICACIÓN CON SCBF	55
4.3.1.2. EDIFICACIÓN CON BRBF	55
4.3.2. REVISIÓN DEL CORTANTE DINÁMICO VS EL ESTÁTICO	56
4.3.2.1. EDIFICACIÓN CON SCBF	56
4.3.2.2. EDIFICACIÓN CON BRBF	59
4.3.3. REVISIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES	60
4.3.3.1. EDIFICACIÓN CON SCBF	61
4.3.3.2. EDIFICACIÓN CON BRBF	62
4.4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	64
4.4.1. EDIFICACIÓN CON SCBF	65
4.4.1.1. ARRIOSTRAMIENTO	65
4.4.1.2. COLUMNA	73
4.4.1.3. VIGA INTERCEPTADA POR LOS ARRIOSTRAMIENTOS, NIVEL 5	91
4.4.2. EDIFICACIÓN CON BRBF	102
4.4.2.1. ARRIOSTRAMIENTO	102
4.4.2.2. COLUMNA	107
4.4.2.3. VIGA INTERCEPTADA POR LOS ARRIOSTRAMIENTOS, NIVEL 5	123
4.5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS	133
4.5.1. ESPECTROS DE RESPUESTAS	133
4.5.2. CORTANTES BASAL	134
4.5.3. PESO PROPIO: SCBF VS BRBF	135
4.5.4. PORCENTAJES DE AHORRO EN LOS DIFERENTES ELEMENTOS	137
CONCLUSIONES	139
RECOMENDACIONES	140

BIBLIOGRAFÍA.....	141
ANEXOS	I
ANEXO A: Tabla - Cargas Vivas Unitarias Mínimas (kg/m2).....	II
ANEXO B: Mapa de Isoaceleraciones para Estructuras del Grupo B	IV
ANEXO C: Tabla – Ductilidad Global para diferentes sistemas sismorresistentes.....	V
ANEXO D: Tabla – Distorsiones Máximas Permitidas	VI

CAPÍTULO 1

1. GENERALIDADES



1.1. INTRODUCCIÓN

En este documento, podrá encontrar una descripción sobre el tema monográfico – para optar al título de ingeniero civil – nombrada como *“Análisis comparativo del comportamiento sismorresistente de una edificación, usando pórticos especiales arriostrados concéntricamente vs pórticos con riostras de pandeo restringido”*.

El documento se encuentra dividido en los siguientes capítulos:

- Generalidades, que revela los objetivos de la monografía y el motivo del nacimiento de esta.
- Marco Teórico, donde podrá encontrar todo el fundamento teórico para el desarrollo de este trabajo monográfico.
- Marco Metodológico, donde se detalla el proceso efectuado a lo largo del desarrollo de la monografía.
- Análisis y presentación de resultados, donde se puede apreciar con claridad la implementación de los procesos descritos en el marco teórico y el marco metodológico, es de destacar que se presenta el diseño paso a paso de los elementos estructurales de los SCBF y los BRBF.
- Anexos, en los cuales se incluyen las tablas que definen los parámetros establecidos por la normativa nicaragüense para realizar y revisar el diseño de las edificaciones.

1.2. ANTECEDENTES

Se han realizado múltiples investigaciones y experimentos en países como Japón y Estados Unidos con la idea de eliminar la falla por pandeo en los elementos de acero cuando estos son sometidos a compresión. La solución teórica a este problema, es colocar arriostramientos laterales al elemento comprimido a intervalos cortos, logrando de esta manera que la longitud efectiva del elemento comprimido se aproxime a cero.

Los pórticos con arriostramientos de pandeo restringido fueron desarrollados inicialmente en Japón en la década de 1970. Takeda et al., (1976, pp. 1041-1042), llevaron a cabo una de las primeras investigaciones sobre los arriostramientos de pandeo restringido la cual consistía en un núcleo de acero encerrado en un tubo cuadrado y el espacio entre ellos relleno con mortero, si bien en el experimento se reportaron características de histéresis estables, se encontró que después de sucesivos ciclos de carga de compresión se generaba una deformación transversal en el mortero suficientemente grande para permitir el pandeo local del núcleo.

Más adelante Murata et al., (1980, pp. 1913-1914) realizaron un experimento en el cual se insertaba el núcleo de acero en una sección de concreto reforzado, no obstante en esta ocasión se utilizó un material antiadherente para evitar que estos se unieran. Sin embargo, cuando se sometía a cargas repetitivas el concreto se agrietaba lo cual debilitaba su capacidad para resistir el pandeo del núcleo.

Durante la década de los 80 el PhD. Wada en colaboración con Nippon Steel Corporation realizaron investigaciones a partir de los estudios descritos anteriormente para desarrollar un elemento esbelto que sometido a compresión no fallara por pandeo. Como resultado de estas investigaciones se concibió un elemento denominado “unbonded brace”, el cual tenía una composición similar a

los arriostramientos de pandeo restringido actuales. Los arriostramientos desarrollados en estas investigaciones se utilizaron en una edificación por primera vez en el año de 1988, Fujimoto et al., (1990).

Fue hasta finales de la década de 1990 que se empezaron a realizar investigaciones en los Estados Unidos, logrando ganar mucha aceptación y normalizar su diseño, de tal manera que se incorporaron en la norma AISC 341 del año 2005.

Dasse Design Inc. (2009) realizó un estudio comparativo de los SCBF y BRBF con el fin de investigar los costos de los elementos estructurales de cada sistema, para esto se desarrollaron dos modelos de edificios, uno de tres niveles y otro de seis niveles, los que fueron diseñados usando SCBF y BRBF cada uno. El estudio concluyó que los miembros de los pórticos con arriostramientos de pandeo restringido eran más ligeros que los requeridos para los edificios con SCBF, además que los ahorros en los costos generados por los BRBF son más significativos en edificios altos, ya que la mayor cantidad de material utilizado compensa el costo de los arriostramientos de pandeo restringido.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Nicaragua es un país en el cual la amenaza sísmica es latente, por lo cual, resulta de interés conocer e implementar los avances científicos que la ingeniería sismorresistente ha desarrollado, con el fin de construir estructuras más confiables y así salvaguardar lo máximo posible la seguridad de las personas.

El diseño de los SCBF se encuentra normado, por esta razón, es válido decir que su diseño es seguro, siempre y cuando se cumplan los requisitos indicados en las normas correspondientes, tanto nacionales como internacionales, evitando así los problemas de inestabilidad asociados a ellos.

Sin embargo, a medida que se profundiza en el comportamiento de las estructuras de acero, se encuentran nuevos sistemas capaces de brindar mayor ductilidad a las edificaciones, un ejemplo de ello son los BRBF, cuyos arriostramientos presentan un comportamiento prácticamente igual en tracción y compresión. Estos sistemas son relativamente nuevos y pese a que se han usado satisfactoriamente en muchos países, aun no se implementan en Nicaragua.

La intención de realizar un análisis comparativo del comportamiento sismorresistente de una edificación usando pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) vs pórticos con riostras de pandeo restringido (BRBF), es comprobar si este último es capaz de reducir las dimensiones de los perfiles empleados en el diseño de los SCBF.

Además, se pretende que esta tesis sirva de guía, tanto técnica como práctica, para estudiantes de ingeniería civil o ingenieros civiles que deseen aprender a diseñar los BRBF, igualmente, servirá como referencia de futuras investigaciones en las que se desee profundizar sobre el uso de los BRBF en Nicaragua.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar un análisis comparativo del comportamiento sismorresistente de una edificación usando pórticos especiales arriostrados concéntricamente vs pórticos con riostras de pandeo restringido.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Diseñar una edificación usando Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF), para obtener las respuestas del sistema y el tamaño de perfiles utilizados.
- Diseñar una edificación usando Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido (BRBF), para obtener las respuestas del sistema y el tamaño de perfiles utilizados.
- Contrastar la eficiencia y cantidad de material de la edificación con SCBF vs BRBF.
- Determinar las ventajas y desventajas de ambos sistemas

CAPÍTULO 2

2. MARCO TEÓRICO



2.1. PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

2.1.1. GENERAL

Los pórticos de acero con arriostramientos concéntricos son una solución estructural utilizada para suministrar resistencia y rigidez lateral en edificios de baja y mediana altura, permitiendo controlar adecuadamente los desplazamientos laterales y cumplir los requerimientos de diseño.

Anteriormente el diseño de estos pórticos se basaba en limitar la ocurrencia del pandeo global en los arriostramientos comprimidos, con lo cual la estructura no tenía posibilidades de disipar energía ya que no incursionaba en el rango inelástico. Pero, a partir de ensayos cíclicos se demostró experimentalmente que los arriostramientos pueden disipar energía aún luego del pandeo global de los arriostramientos comprimidos, siempre y cuando se controlen modos de falla frágiles tales como el pandeo local y la fractura de las conexiones. Por tales razones en el diseño de los SCBF, es necesario considerar adecuadamente los siguientes aspectos: a) Configuración de los arriostramientos, b) Diseño de todos los miembros del pórtico, c) Detalles para conexiones y empalmes.

El AISC considera que los arriostramientos pueden desarrollar deformaciones inelásticas durante la ocurrencia de un sismo, logrando disipar energía mediante sucesivos ciclos de fluencia por tracción y pandeo global en compresión.

2.1.2. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS

Los arriostramientos son los elementos estructurales seleccionados para disipar energía, mediante el desarrollo de deformaciones inelásticas. El comportamiento de los miembros cargados axialmente se expresa comúnmente

en términos de carga axial, P , deformación axial, δ , y desplazamiento transversal en el centro del elemento, Δ . En la siguiente imagen se muestra como se deforma una riostra cuando es sometida a una carga axial de compresión:

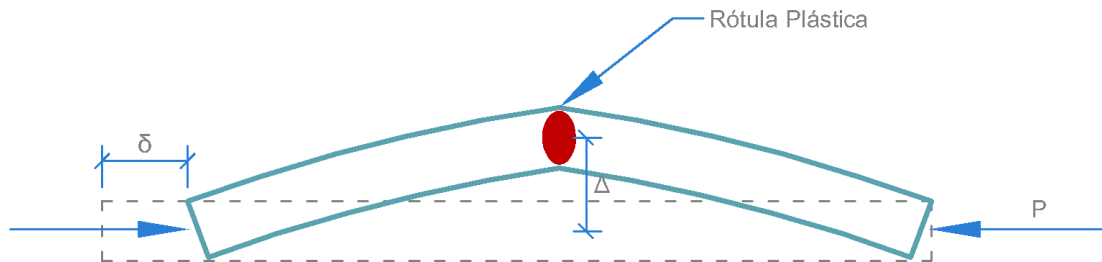


Figura 1 - Variables en una riostra sometida a compresión, (tomada de Crisafulli, 2014)

A continuación se analizará el comportamiento bajo carga axial cíclica en una riostra típica (Bruneau M., Uang C. M., Sabelli R, 2011):

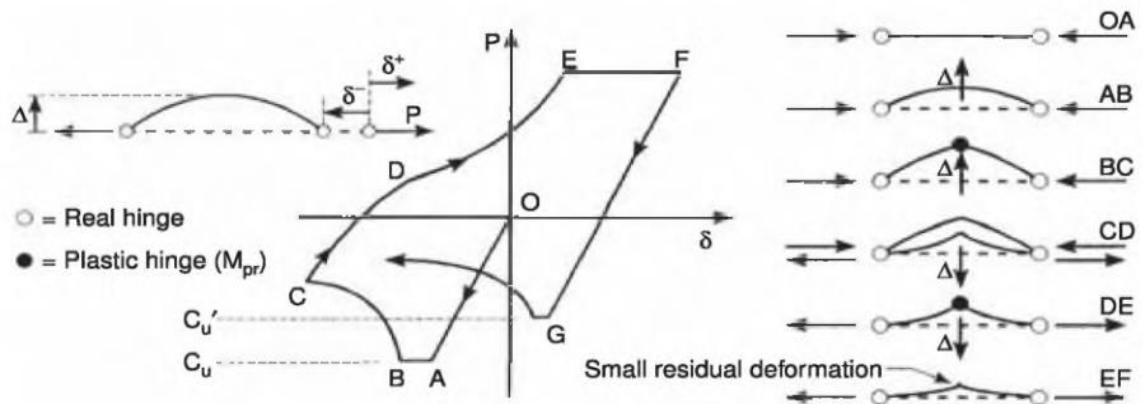


Figura 2 - Diagrama P - δ de una riostra sometida a carga axial cíclica, (tomada de Bruneau et al., 2011)

El ciclo inicia en el punto O, con el arriostramiento sin carga. Al aplicar una carga a compresión, este comienza a deformarse en el rango elástico, hasta llegar a una carga $P = C_u$ donde ocurre el pandeo. En el punto A, el arriostramiento puede sostener la carga axial aplicada aun cuando este se desvía lateralmente con su correspondiente acortamiento axial, en este punto si el comportamiento permanece en el rango elástico, la descarga ocurre a lo largo de la línea BAO cuando la carga axial a compresión es removida.

Durante el pandeo, debido a las deflexiones laterales se presentan esfuerzos de flexión, los cuales son el producto de la fuerza axial y el desplazamiento lateral. A medida que se aumentan los desplazamientos axiales, se producen incrementos en los desplazamientos laterales, incrementando los esfuerzos de flexión y produciendo una articulación plástica en la zona central de la riostra (segmento BC). La resistencia axial de la riostra disminuye a lo largo del segmento BC, porque el momento en el centro ($M = P\Delta$), no puede incrementar más allá que el momento plástico, un incremento en Δ es acompañado por un decremento en P .

Al remover la carga axial completamente, la riostra se mantiene significativamente deformada, tanto axialmente como lateralmente. Cuando la riostra es cargada en tensión desde $P = 0$ hasta el punto D, el comportamiento es elástico. En el punto D, el producto de la carga axial y el desplazamiento transversal igualan al momento plástico de la riostra y una articulación plástica se forma en el centro de la riostra. Sin embargo a lo largo del segmento DE, las rotaciones en la articulación plástica actúan en dirección contraria que a lo largo del segmento BC, reduciendo la magnitud de la deflexión transversal, por tal razón las fuerzas axiales son mayores que las aplicadas en el punto D.

No es posible remover completamente el desplazamiento transversal. La fuerza axial teórica para producir rotaciones adicionales en la articulación plástica tiende a infinito cuando el desplazamiento lateral se aproxima a cero, pero la fuerza axial en la riostra no puede exceder su resistencia de fluencia a tensión, y las deflexiones laterales no pueden ser removidas. La tensión de fluencia se muestra en el segmento EF.

Al iniciar un segundo ciclo de carga, la carga de pandeo, C'_u , es menor que la carga de pandeo correspondiente al primer ciclo. Esta reducción es más significativa a medida que aumenta la esbeltez del arriostramiento, para arriostramientos esbeltos la resistencia pospandeo puede llegar a ser de hasta un 20% de la carga crítica, Remennikov y Walpole (1997, pp. 859-874).

2.1.3. DISEÑO DE PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

Los SCBF deberán ser diseñados conforme la sección F2 de la norma ANSI/AISC 341-16.

2.1.3.1. RESISTENCIA ESPERADA DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS

- La *resistencia esperada en tensión* será:

$$P_y = R_y F_y A_g \quad \text{Ecuación 1}$$

donde:

A_g : Area gruesa de la sección transversal de la riostra

- La *resistencia esperada en compresión* será:

$$P_n = \frac{1}{0.877} F_{cre} A_g \leq R_y F_y A_g \quad \text{Ecuación 2}$$

donde:

F_{cre} se determinará usando la ecuación de F_{cr} de la sección E3 de la norma ANSI/AISC 360-16, con la excepción de que se usará el esfuerzo esperado de fluencia, $R_y F_y$, en lugar de F_y .

- La *resistencia esperada pospandeo* de la riostra se tomará como máximo 0.3 veces la resistencia esperada en compresión.

$$P_{residual} = 0.30 P_n \quad \text{Ecuación 3}$$

2.1.3.2. ANÁLISIS

La resistencia requerida de columnas, vigas y conexiones se determinará usando el efecto de la carga sísmica limitada por capacidad. El efecto de la carga sísmica horizontal limitada por capacidad, E_{cl} , se tomará como la fuerza máxima determinada de los siguientes análisis:

- a. Un análisis en el cual se asume que todos los arriostramientos resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas en compresión o en tensión.
- b. Un análisis en el cual se asume que todos los arriostramientos en tensión resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas y todos los arriostramientos en compresión resisten sus resistencias esperadas pospandeo.

Los arriostramientos se determinarán en compresión o tensión, dejando de lado los efectos de las cargas gravitatorias.

2.1.3.3. REQUISITOS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES

2.1.3.3.1. Requisitos básicos

Las columnas, vigas y arriostramientos deben satisfacer los requisitos de la Sección D1.1 de la norma ANSI/AISC 341-16 para miembros de alta ductilidad.

2.1.3.3.2. Arriostramientos

La riostra deberá tener una relación de esbeltez de $L_c/r \leq 200$.

2.1.3.3.3. Zonas protegidas

Se considerarán zonas protegidas las mencionadas a continuación:

- Un cuarto de la longitud de la riostra en el centro de esta, y una zona adyacente a cada conexión igual a la profundidad de la riostra.
- Los elementos que conectan los arriostramientos a las vigas y columnas.

Estas zonas se ilustran en la siguiente imagen:

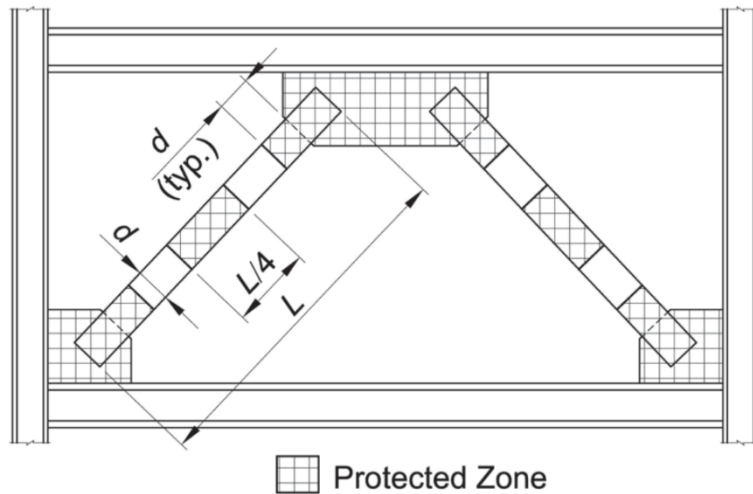


Figura 3 - Zonas protegidas, (AISC 341-16)

2.1.3.4. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EN V Y V INVERTIDA

2.1.3.4.1. Interacción de los arriostramientos

Cuando la estructura responde en rango elástico, la fuerza de compresión en la riostra comprimida es igual a la fuerza de tensión en la riostra traccionada. No obstante, una vez que la riostra comprimida se pandea su capacidad resistente disminuye hasta un valor P_n , mientras que la fuerza en la riostra traccionada aumenta hasta alcanzar el valor P_y . Como resultado de este desbalance se genera una fuerza vertical en la viga, esto se ilustra en la siguiente figura:

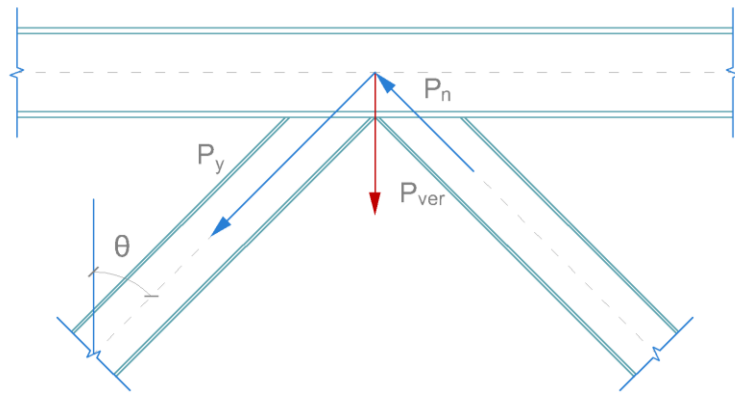


Figura 4 - Resultante vertical en la viga

$$P_{ver} = (P_y - P_n) \cos \theta$$

Ecuación 4

donde:

θ : ángulo de inclinación de los arriostramientos respecto a la vertical

2.1.3.4.2. Requisitos del sistema

Estos pórticos deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- Las vigas deben ser continuas entre las columnas.
- Las vigas deberán arriostrarse lateralmente según los requisitos exigidos a miembros de ductilidad moderada en la Sección D1.2 a. Como mínimo se requiere un arriostramiento lateral en el punto de intersección de la riostra con la viga, a menos que esta tenga suficiente resistencia y rigidez fuera del plano para asegurar la estabilidad.

2.2. PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS DE PANDEO RESTRINGIDO

2.2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

Los arriostramientos de pandeo restringido son disipadores de energía por fluencia incorporados en la misma riostra; estas están formadas por un núcleo de acero recubierto por una capa antiadherente, el cual se inserta en un tubo exterior que se rellena con mortero de cemento. De esta forma, se logra que el núcleo de acero fluya tanto en tracción como en compresión, dado que el tubo exterior y el mortero evitan el pandeo global y local del núcleo.

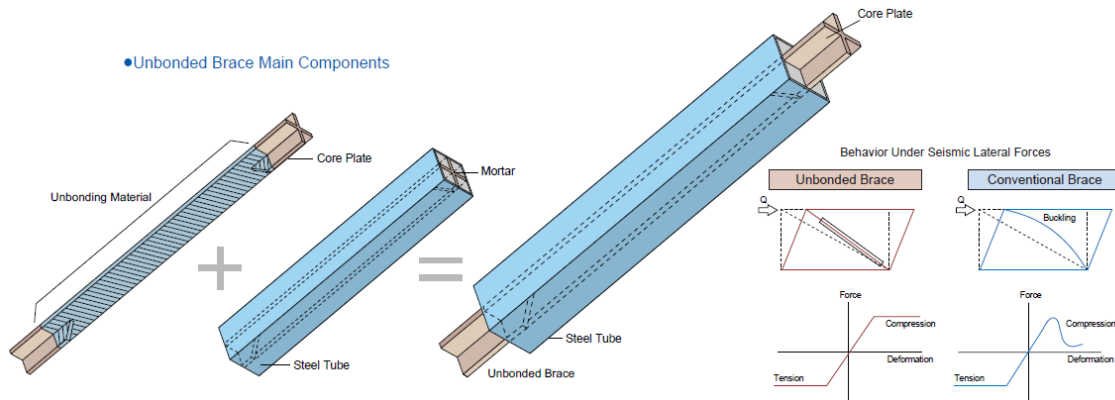


Figura 5 – Arriostramiento de pandeo restringido

2.2.2. COMPONENTES DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS DE PANDEO RESTRINGIDO

En la siguiente imagen se presentan de manera general los componentes de una riostra de pandeo restringido, los cuales se describirán a continuación:

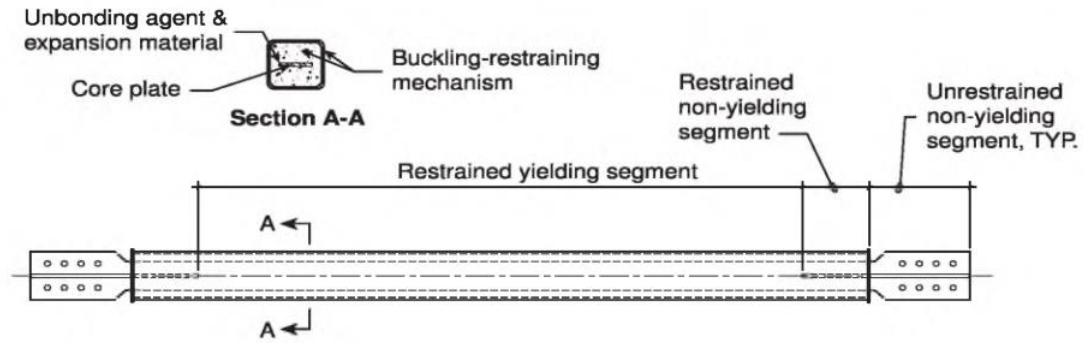


Figura 6 - Componentes de una BRB, (López, W. A., y Sabelli, R., 2004)

2.2.2.1. SEGMENTO CEDENTE RESTRINGIDO

Es el segmento encargado de soportar las fuerzas axiales de diseño, es importante tener en cuenta que dado que se diseña para fluir bajo cargas cíclicas, es recomendable usar un acero con comportamiento dúctil. Las configuraciones más comunes son circular, rectangular, cuadrada o cruciforme.

2.2.2.2. SEGMENTO NO CEDENTE RESTRINGIDO

Es una extensión del segmento cedente restringido, la cual cuenta con un área mayor para asegurar una respuesta elástica. Esto se puede lograr ampliando el segmento cedente o soldando rigidizadores para incrementar el área en esta región.

2.2.2.3. SEGMENTO NO CEDENTE NO RESTRINGIDO

Es una extensión del segmento descrito anteriormente, la cual se conecta a la placa nodo. Las consideraciones a tomar en cuenta al realizar el diseño de este segmento son: a) Facilidad de instalación y reemplazo, y b) Evitar el pandeo local.

2.2.2.4. CAPA ANTIADHERENTE

Un componente muy importante de los arriostramientos de pandeo restringido es la capa antiadherente que recubre el núcleo de acero, esta debe desempeñar las siguientes funciones:

- a. Permitir que el núcleo se deforme axialmente sin interferir con el tubo exterior y el relleno de mortero.

Esto con el fin de que se genere un desacoplamiento entre el núcleo y la camisa, lo cual le permite al núcleo soportar las fuerzas axiales, y a la camisa la carga de pandeo de Euler.

- b. Permitir la dilatación lateral del núcleo cuando este es comprimido por efecto de la acción sísmica.

Para lograr desempeñar esta función, la capa antiadherente debe tener un espesor y flexibilidad adecuados, dado que, si la capa antiadherente es muy flexible, se podría producir el pandeo global del núcleo o el pandeo local.

2.2.2.5. MECANISMO DE RESTRICCIÓN

Este mecanismo se compone del mortero y una camisa de acero (tubo exterior), la cual usualmente tiene una sección circular o cuadrada. La capacidad de la BRB para resistir pandeo por flexión puede estar limitada por el espesor de la camisa de acero.

2.2.3. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS DE PANDEO RESTINGIDO

La característica distintiva de los arriostramientos de pandeo restringido es que pueden fluir tanto en tracción como en compresión, sin presentar pandeo, ya sea global o local. En la siguiente imagen se ilustra una comparación entre un ciclo de histéresis de una BRB y un arriostramiento típico:

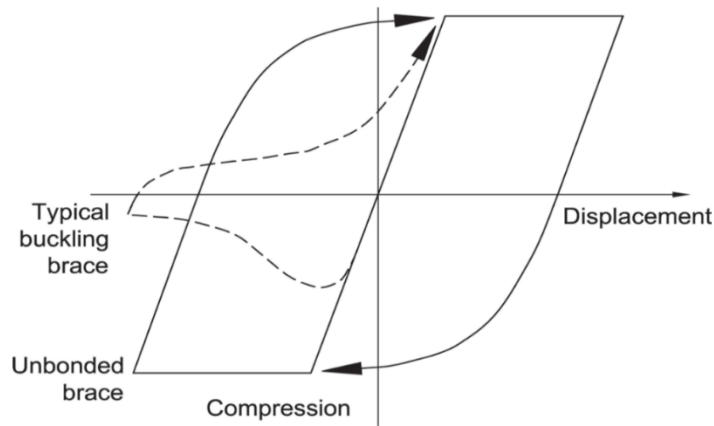


Figura 7 - Comparación de un ciclo de histéresis de una riostra típica y una BRB (AISC 341-16)

Para lograr un comportamiento óptimo en los arriostramientos de pandeo restringido es necesario evitar los siguientes modos de falla que se pueden presentar:

- a. Pandeo flexional del núcleo de acero
- b. Pandeo flexional del núcleo de acero en modos altos de pandeo
- c. Pandeo torsional en los extremos libres del núcleo o en la zona de transición
- d. Pandeo local en los extremos libres del núcleo o en la zona de transición
- e. Falla de la conexión

El pandeo flexional y el pandeo flexional en modos altos pueden producirse en cualquier miembro comprimido, así lo establece la teoría de Euler, que predice la carga crítica P_E de una columna sin imperfecciones, biarticulada y de material lineal y elástico, a partir de la siguiente ecuación:

$$P_E = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \quad \text{Ecuación 5}$$

donde:

n: Modo de vibración (entero mayor que 0)

La siguiente imagen muestra una comparación entre el pandeo flexional y el pandeo flexional en modos altos:

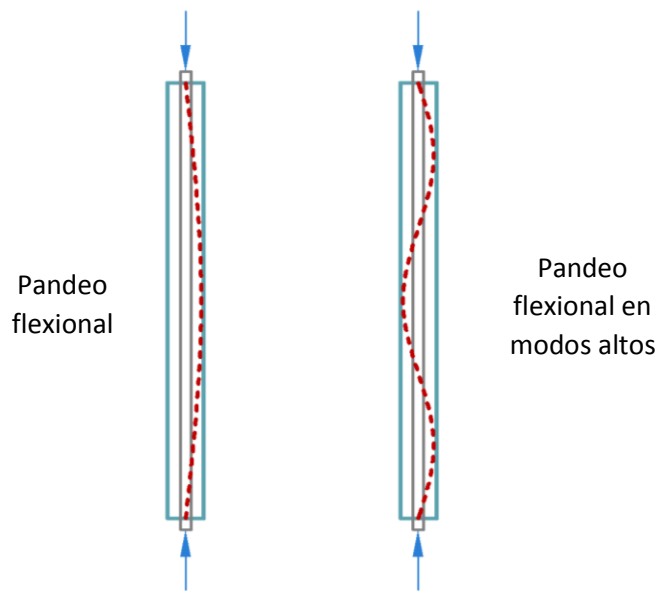


Figura 8 - Modo de falla por pandeo flexional y pandeo flexional en modos altos, (Crisafulli, 2014)

En miembros convencionales comprimidos, siempre se presenta el pandeo flexional correspondiente a la deformada del primer modo de pandeo, $n = 1$, debido a que los valores de P_E cuando $n > 1$ son mayores e implican deformadas de pandeo que requieren mayor energía para producirse.

Sin embargo, el núcleo de los arriostramientos de pandeo restringido está confinado por la capa antiadherente y el mortero de relleno, por lo cual la falla por pandeo flexional en modos altos es posible y ha sido evidenciado por Palazzo et al., (2009, pp. 2152-2161) quienes después de ensayar distintos arriostramientos de pandeo restringido removieron el tubo exterior y el mortero de relleno con fines de observación encontrando dicha falla. Para evitar esto, se debe proporcionar tanto al mortero como al tubo exterior, suficiente resistencia y rigidez para soportar el pandeo cuando el núcleo empuja contra el mortero. Además se debe diseñar adecuadamente la capa antiadherente, ya que la deformabilidad y espesor excesivo de esta puede producir este modo de falla.

El pandeo torsional y local pueden producirse en los extremos de la riostra, en la zona comprendida entre la conexión y el extremo del tubo exterior, dicha zona se muestra en la siguiente imagen:

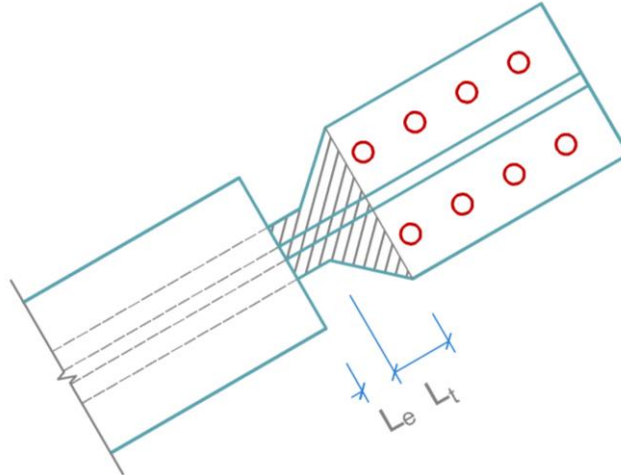


Figura 9 - Detalle del extremo de una riostra de pandeo restringido, (Crisafulli, 2014)

Como se aprecia esta zona se compone de dos partes, L_e (Tramo libre), el cual es necesario para permitir el alargamiento y acortamiento del núcleo, y L_t (Zona de transición), la cual permite pasar sin variaciones bruscas de la sección transversal del núcleo de acero a la sección donde la riostra se conecta con el resto de la estructura. Ambos segmentos se diseñan con un valor mínimo para evitar fenómenos de pandeo en esa zona.

Para evitar el pandeo local en la zona de longitud $L_e + L_t$, es necesario controlar las relaciones anchura-espesor en dicha zona.

Para evitar la falla de la conexión, es necesario realizar un diseño adecuado según los criterios reglamentarios para conexiones de estructuras sismorresistentes.

2.2.4. DISEÑO DE PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS DE PANDEO RESTRINGIDO

El diseño de los BRBF se incluye en la sección F4 de la norma AINSI/AISC 341-16.

Los arriostramientos deberán ser diseñados, ensayados y detallados para soportar las deformaciones esperadas. Las deformaciones esperadas son aquellas que corresponden a una deriva de piso de al menos 2% de la altura de piso o dos veces la deriva de piso de diseño, la que sea mayor, en adición a la deformación resultante debido a las cargas gravitatorias.

Los BRBF deben diseñarse de manera que las deformaciones inelásticas generadas por el sismo de diseño ocurran principalmente en los arriostramientos como fluencia en tracción y compresión.

2.2.4.1. RESISTENCIA AJUSTADA DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS DE PANDEO RESTRINGIDO

2.2.4.1.1. Cálculo de las deformaciones esperadas en las BRB y sus factores de ajuste

a. Deformación en la riostra correspondiente a dos veces la deriva de piso

Los pasos asociados para encontrar las deformaciones en los arriostramientos, correspondientes a dos veces la deriva de piso de diseño son los siguientes **(López, W. A., y Sabelli, R., 2004)**:

- Para las cargas que produzcan las mayores derivas de piso elásticas, Δ_x , se debe extraer del modelo las correspondientes cargas axiales, P_{bx} .

- Se debe estimar la longitud de fluencia, L_{ysc} (Ver figura 5), este dato varía según el fabricante y es aproximadamente dos tercios de la longitud work-point-to-work-point. En el ejemplo desarrollado en los anexos se asumió un valor de $0.60L_a$.
- Se calcula la deformación axial de la BRB correspondiente a la deriva elástica de piso, Δ_{bx} , con la siguiente ecuación:

$$\Delta_{bx} = \frac{P_{bx} L_{ysc}}{EA_{sc}} \quad \text{Ecuación 6}$$

- Se calcula la deformación axial de la BRB correspondiente a la deriva de piso de diseño, Δ_{bm} :

$$\Delta_{bm} = C_d \Delta_{bx} \quad \text{Ecuación 7}$$

- Se calcula la deformación unitaria de la BRB:

$$\epsilon = \frac{2\Delta_{bm}}{L_{ysc}} \quad \text{Ecuación 8}$$

b. Deformación en la riostra correspondiente a una deriva de 2% la altura de piso

En la siguiente imagen se ilustra el comportamiento de un pórtico cuando es desplazado lateralmente, a partir de esta imagen, se pueden formular las ecuaciones para calcular la deformación correspondiente a una deriva de 2% la altura de piso:

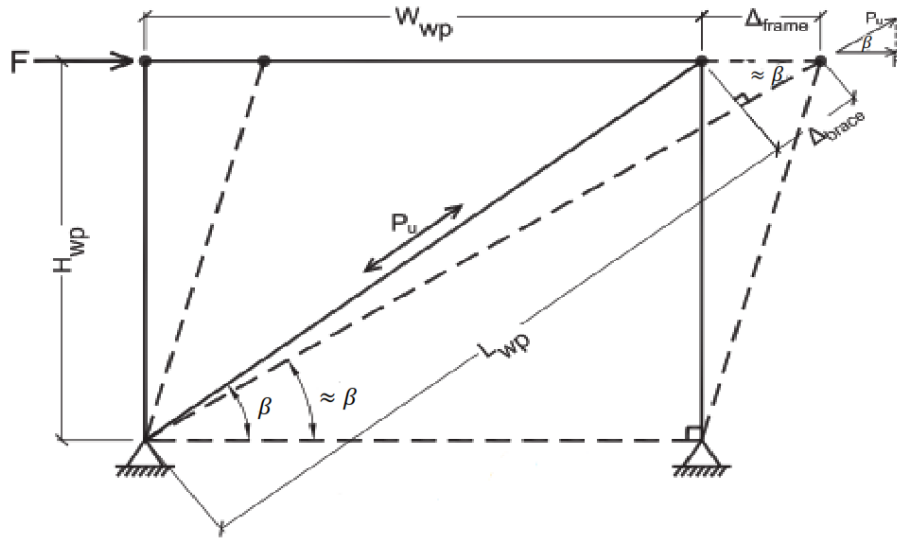


Figura 10 - Desplazamiento lateral del pórtico

- Deriva de 2% la altura de piso:

$$\Delta_{frame} = 0.02H$$

Ecuación 9

- Deformación en la riostra:

$$\Delta_{brace} = \Delta_{frame} \cos \beta$$

Ecuación 10

- Deformación unitaria:

$$\epsilon = \frac{\Delta_{brace}}{L_{ysc}}$$

Ecuación 11

c. Determinación de los factores de ajuste

Una vez que las deformaciones han sido calculadas por ambos procedimientos se escoge la mayor, la cual es usada para determinar los factores de ajuste, ω y $\omega\beta$, a partir de los resultados de los test para la riostra en estudio, en la imagen presentada a continuación se observa este procedimiento:

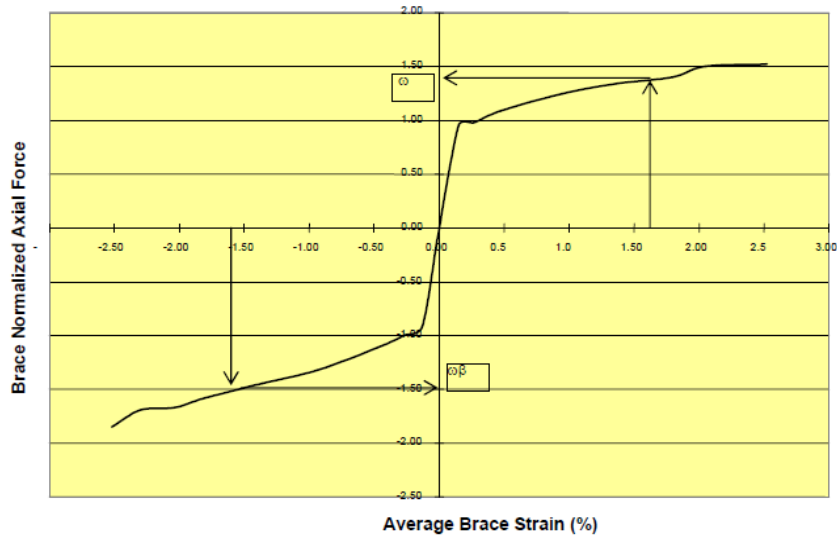


Figura 11 - Ejemplo de obtención de los factores de ajuste, (López & Sabelli, 2004)

Tanto el factor β como el factor ω deberán ser el mayor valor que se obtenga de los dos ensayos de calificación requeridos. Los ensayos de calificación se detallan en la sección K3 del AISC 341-16, donde se establece que se requieren al menos dos ensayos, uno del sistema completo que incluya las demandas por rotación de las conexiones y otro ensayo uniaxial.

2.2.4.1.2. Definición de las resistencias ajustadas a compresión y a tensión

La resistencia ajustada de la riostra se establecerá en base a los resultados obtenidos de los ensayos.

- La *resistencia ajustada a compresión* será:

$$P_{ac} = \beta \omega R_y P_{ysc} \quad \text{Ecuación 12}$$

- La *resistencia ajustada a tensión* será:

$$P_{at} = \omega R_y P_{ysc} \quad \text{Ecuación 13}$$

donde:

P_{ysc} : Esfuerzo de fluencia axial del núcleo de acero

β : Factor de ajuste de la resistencia a compresión

ω : Factor de ajuste de endurecimiento por deformación

El factor R_y no necesita ser considerado si P_{ysc} se determina en un ensayo de laboratorio.

2.2.4.2. ANÁLISIS

La resistencia requerida de las columnas, vigas y conexiones debe determinarse usando el efecto de la carga sísmica limitada por capacidad. El efecto de la carga sísmica horizontal limitada por capacidad, E_{cl} , se tomará como la fuerza desarrollada en los miembros asumiendo que la fuerza en todos los arriostramientos corresponden a su resistencia ajustada en compresión o en tensión.

Los arriostramientos se determinaran en compresión o tensión, dejando de lado los efectos de las cargas gravitatorias.

2.2.4.3. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EN V Y V INVERTIDA

2.2.4.3.1. Interacción de los arriostramientos

El comportamiento de pórticos arriostrados en V o V invertida con arriostramientos de pandeo restringido es similar que en los SCBF, con la diferencia de que al contrario de estos, una vez que los arriostramientos fluyen, el arriostramiento comprimido usualmente tiene mayor resistencia que el tensionado. De igual modo que en los SCBF se tendrán deformaciones de flexión adicionales en la viga, esta vez en sentido contrario.

2.2.4.3.2. Requisitos del sistema

Se deben satisfacer los siguientes requisitos:

- a. La resistencia requerida de las vigas que son interceptadas por los arriostramientos y sus conexiones debe determinarse a partir de las combinaciones de carga reglamentarias.
- b. Las vigas deben ser continuas entre las columnas y arriostrarse lateralmente según los requisitos exigidos a estructuras de ductilidad moderada en la Sección D1.2 a.1

2.2.4.4. REQUISITOS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES

2.2.4.4.1. Requisitos básicos

Las vigas y columnas deben satisfacer los requisitos para vigas moderadamente dúctiles.

2.2.4.4.2. Resistencia disponible de los arriostramientos

El núcleo de acero será diseñado para resistir las fuerzas axiales totales en la riostra. La resistencia axial de diseño de los arriostramientos, ϕP_{ysc} , en tensión y en compresión será:

$$\phi P_{ysc} = \phi F_{ysc} A_{sc} \quad \text{Ecuación 14}$$

donde:

$$\phi = 0.90$$

A_{sc} : Área de la sección transversal del núcleo de acero, (mm^2).

F_{ysc} : Límite de fluencia mínimo especificado del núcleo de acero, (MPa).

CAPÍTULO 3

3. MARCO METODOLÓGICO



3.1. FASE I – PLANTEAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA SENCILLA EN ACERO

Se asumió que la estructura tendría como destino ser ocupada para **despachos de oficinas** y estaría ubicada en **Managua**. Esta se construiría sobre un suelo **Tipo III**.

Se planteó una estructura simétrica sencilla de cinco niveles, las cargas colocadas a cada modelo son iguales en todos los niveles a excepción del último nivel. Las cargas vivas y cargas vivas reducidas que se colocaron fueron consultadas en la Tabla 1 (Cargas Vivas Unitarias Mínimas) del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07), dicha tabla se encuentra en el **anexo A** de este documento. La carga muerta adicional al peso de la estructura se estableció en 300 kg/m² desde el nivel 1 hasta el nivel 4, y de 160 kg/m² para el nivel 5.

La altura de piso es de 3.40m para cada nivel. Las distancias entre columnas son de 5.35m en dirección X, y distancias intercaladas de 5.90m y 5.35m en dirección Y.

Se utilizaron perfiles europeos tipo IPE y HEB para definir las columnas, vigas y arriostramientos de la edificación con SCBF y las columnas y vigas de la edificación con BRBF, los arriostramientos de pandeo restringido utilizadas son de la casa comercial **CoreBrace**. Todas las secciones se encuentran en la base de datos del Etabs.

3.2. FASE II – ELABORACIÓN DE HOJAS DE CÁLCULO

Luego de haber planteado la estructura a diseñar en la Fase I, se procedió a programar las hojas de cálculo utilizando el software Microsoft Excel. Primeramente se realizó una hoja de cálculo que permite obtener el espectro de

respuesta. De esta hoja se obtuvieron los datos que fueron exportados al programa Etabs.

Para realizar las hojas de cálculo del diseño de los elementos estructurales de los SCBF y los BRBF se consultaron diferentes fuentes bibliográficas, con el fin de entender el comportamiento de ambos sistemas e incorporar en dichas hojas de cálculo los aspectos necesarios definidos por el AISC.

3.3. FASE III – DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN USANDO SCBF

Se hizo el modelo de la edificación con SCBF en Etabs, definiendo los materiales, las secciones de los perfiles a utilizar en columnas, vigas y arriostramientos, el espectro determinado con la hoja de cálculo elaborada en la fase II, las cargas y las combinaciones de carga.

Se realizaron comparaciones del diseño obtenido en Etabs y con las hojas de cálculo, efectuando las revisiones especiales que se establecen la norma AISC para las columnas y las vigas, a partir de las resistencias esperadas en los arriostramientos, cabe destacar que el Etabs no realiza dichas revisiones especiales.

Se revisó la deriva y se obtuvieron las cantidades de materiales con el fin de comparar los resultados con la edificación con BRBF.

3.4. FASE IV – DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN USANDO BRBF

Se hizo el modelo de la edificación con BRBF en Etabs, en un procedimiento muy similar al modelado de la edificación con SCBF. En este caso es importante mencionar que al no tener una documentación precisa sobre los ensayos de calificación de estos arriostramientos, ya que los mismos son patentados por diferentes fabricantes y la información de sus ensayos no es de dominio público, se asumieron valores conservadores en la definición de las brb.

Se compararon los resultados obtenidos en el Etabs con las hojas de cálculo desarrolladas, y se efectuaron las revisiones especiales en las columnas y vigas a partir de las resistencias ajustadas en los arriostramientos, las revisiones especiales no las realiza el Etabs.

Se revisó la deriva y se obtuvieron las cantidades de materiales con el fin de comparar los resultados con la edificación con SCBF.

3.5 FASE V – COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS

En esta fase se realizaron gráficos comparativos usando los resultados obtenidos de ambos sistemas. Con dichos gráficos se logró tener una visualización mucho más clara de las diferencias encontradas tales como cortantes basales y cantidad de acero requerido para cada sistema.

Una vez realizadas las comparaciones se procedió a redactar las conclusiones del trabajo monográfico.

CAPÍTULO 4

4. ANÁLISIS Y RESULTADOS



4.1. CONFIGURACIONES GENERALES EN LA EDIFICACIÓN CON SCBF Y BRBF

4.1.1. MODELO 3D

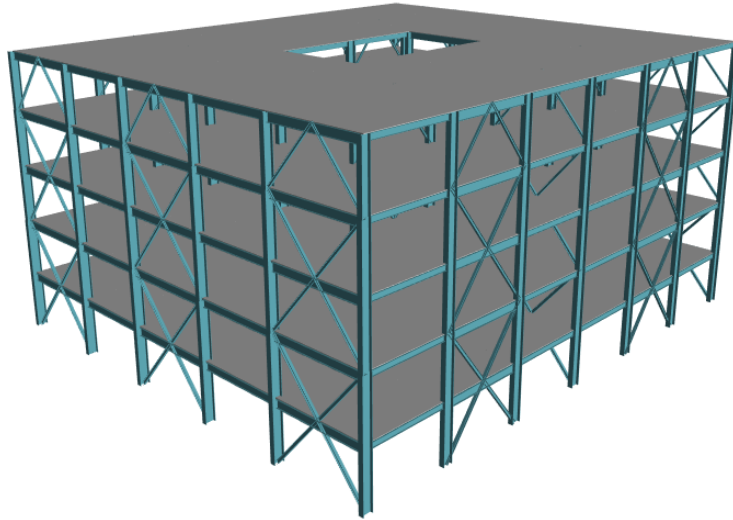


Figura 12 - Modelo 3D SCBF (Renderizado)

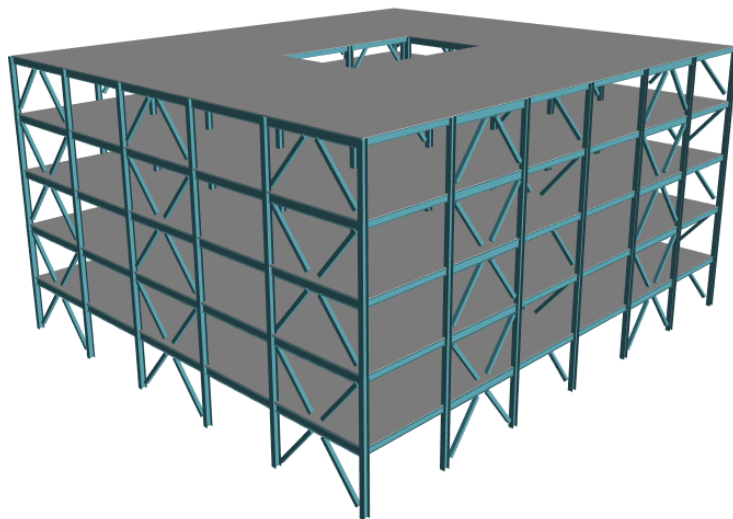


Figura 13 - Modelo 3D BRBF (Renderizado)

4.1.2. ESPECTRO DE RESPUESTA DE DISEÑO ELÁSTICO

La edificación está destinada a ocuparse como despachos de oficinas, por esta razón se clasifica en el Grupo B según el art. 20. inciso b) del RNC-07, además esta se localizará en Managua, siendo ubicada en la Zona C, y, del mapa de isoaceleraciones que se encuentra en el anexo C del RNC-07, deducimos un coeficiente $a_0 = 0.31$, puede consultar el mapa de isoaceleraciones en el **anexo B** de este documento. Por último, se asume que la edificación se construirá sobre un suelo Tipo III, lo cual le dará un factor de amplificación por tipo de suelo, $S = 2$, dicho valor es extraído de la Tabla 2 del RNC-07.

En la figura 14 se muestran los datos insertados en una hoja de cálculo desarrollada en Excel para obtener el espectro de respuesta de diseño y la gráfica del espectro de diseño elástico. Resulta importante mencionar que la meseta de este espectro $S * d = 1.674$, se usará en las combinaciones de carga que incluyen el sismo, para amplificar en un porcentaje la carga muerta, tomando en cuenta de esta forma el efecto vertical del sismo, **sección 12.4.2.2 del ASCE/SEI 7-16**.

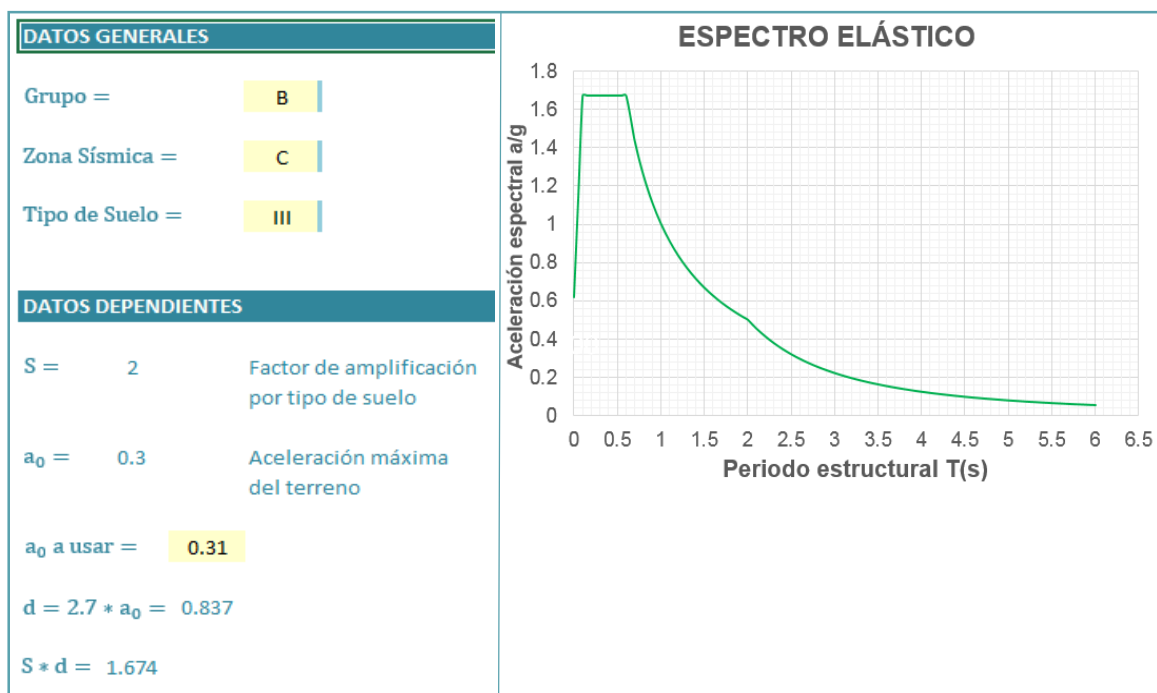


Figura 14 - Espectro elástico

4.1.3. CONDICIONES DE REGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN Y FACTOR DE REDUCCIÓN POR SOBRERRESISTENCIA

Para determinar el espectro de respuesta elástico reducido, el cual es ocupado para el diseño de la estructura, es necesario definir el factor de reducción por sobrerresistencia, Ω , el factor de reducción por comportamiento dúctil, Q , y un factor relacionado con la corrección del factor Q debido a alguna irregularidad que presente la edificación.

La definición del factor de reducción por sobrerresistencia se encuentra definido en el **art. 22** del **RNC-07**, y, se establece un único valor $\Omega = 2$.

El **art. 23** del **RNC-07** define las condiciones de regularidad de una estructura, las cuales se enlistan y comentan a continuación:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. **Si cumple.**

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5

$$\frac{17}{28.4} = 0.60, \text{ **Si cumple.**}$$

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5

$$\frac{32.1}{28.4} = 1.13, \text{ **Si cumple.**}$$

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

Dado que no hay entrantes, ni salientes *Si cumple.*

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido. *Si cumple.*

6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

$$\frac{A_{\text{aberturas}}}{A_{\text{Total}}} = \frac{63.13\text{m}^2}{911.64\text{m}^2} = 0.07 < 0.20, \text{ Si cumple.}$$

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

Tanto la edificación diseñada con SCBF y la edificación diseñada con BRBF, tienen las mismas sobrecargas permanentes y cargas vivas en todos los niveles, a excepción del último nivel, por lo tanto, *Si cumple.*

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este requisito únicamente al último piso de la construcción.

Todos los pisos tienen la misma área, por lo tanto, *Si cumple.*

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas. *Si cumple.*

10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último piso queda excluido de este requisito.

Dado que el área de los elementos que resisten fuerzas cortantes son mayores en los niveles inferiores que en los superiores, la rigidez de los pisos inferiores será mayor que la de los pisos superiores, por lo tanto, *Si cumple.*

11. La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

De modo similar al punto anterior, *Si cumple.*

12. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

El centro de torsión coincide con el centro de masa de la estructura, por esta razón, la excentricidad torsional calculada es cero, por lo tanto, *Si cumple.*

Como se puede notar, la estructura diseñada cumple con todas las condiciones de regularidad, entonces, no es necesario aplicar un factor de reducción por ductilidad al factor **Q**, dicho factor será definido en la **sección 4.2.1.1** para los SCBF y en la **sección 4.2.2.1** para los BRBF.

4.1.4. NIVELES Y PLANTA TIPO

En la figura 15 se presenta la definición de la altura de cada nivel en el Etabs, a como se puede apreciar se ha utilizado una altura de 3.40 m para cada piso.

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
N5	3.4	17	No	N1	No	0	Green
N4	3.4	13.6	No	N1	No	0	Cyan
N3	3.4	10.2	No	N1	No	0	Red
N2	3.4	6.8	No	N1	No	0	Magenta
N1	3.4	3.4	Yes	None	No	0	Yellow
BASE		0					

Figura 15 - Definición de niveles

La figura 16 muestra una vista de planta de la edificación, los rectángulos rojos indican los tramos donde se han colocado los arriostramientos, la disposición de estos se ha basado en controlar el límite de deriva, utilizando los perfiles más pequeños posibles, ya que las vigas y columnas se diseñan a partir de las máximas fuerzas que estos puedan soportar.

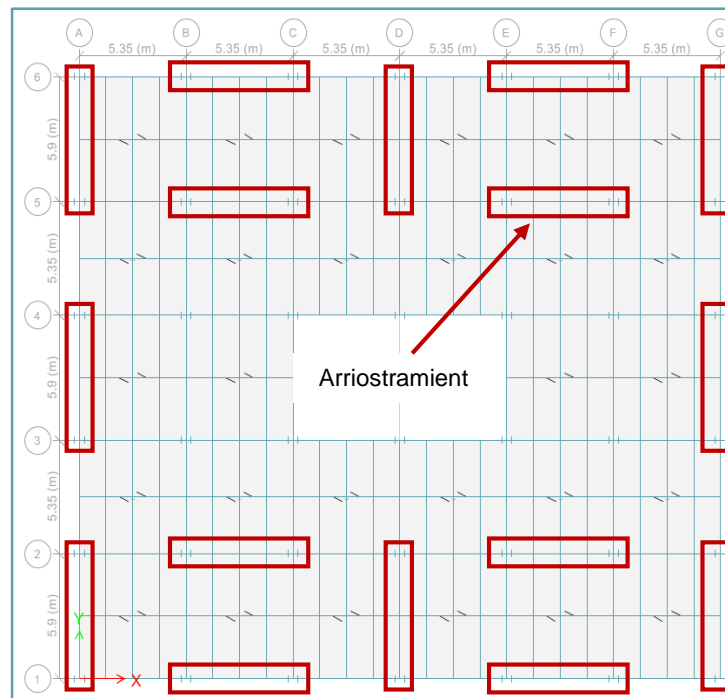


Figura 16 - Disposición de los arriostramientos

4.1.5. DEFINICIÓN DEL DECK METÁLICO

La siguiente figura corresponde a la configuración de deck metálico utilizado en la edificación.

General Data

Property Name: DECK10

Type: Filled

Slab Material: 4000Psi

Deck Material: A36

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Yellow Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Slab Depth, tc: 62 mm

Rib Depth, hr: 38 mm

Rib Width Top, wrt: 64 mm

Rib Width Bottom, wrb: 37 mm

Rib Spacing, sr: 150 mm

Deck Shear Thickness: 0.9 mm

Deck Unit Weight: 0.0001 N/mm²

Shear Stud Diameter: 19 mm

Shear Stud Height, hs: 75 mm

Shear Stud Tensile Strength, Fu: 450 MPa

OK Cancel

Figura 17 - Definición del deck metálico

4.1.6. CONFIGURACIÓN DEL DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

La edificación será ocupada por despachos de oficinas, por esta razón se configuró la Categoría de Ocupación como Electronic Office.

Beam	Shear Studs	Camber	Deflection	Vibration	Prices	Factors	
Item		Value					
▶ 1	Vibration Criterion		Walking				
2	Occupancy Category		Electronic Office				
3	Acceleration Limit, a0/g		0.005				
4	Damping Ratio		0.025				

Figura 18 - Definición las vigas compuestas

4.1.7. PATRONES DE CARGA

En la figura 19 se puede observar la definición de los patrones de carga, y en la figura 20 se aprecia un ejemplo de la definición de la carga nocal para el peso propio en dirección X y Y, se usó un Load Ratio de 0.002 que es lo que establece el **AISC 360-16**, en la **sección C2.2b**.

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
NLy_SCP	Notional	0	Auto
PP	Dead	1	
SCP	Super Dead	0	
CV	Live	0	
CVR	Reducible Live	0	
NLx_PP	Notional	0	Auto
NLx_SCP	Notional	0	Auto
NLx_CV	Notional	0	Auto
NLy_PP	Notional	0	Auto
NLy_SCP	Notional	0	Auto

Figura 19 - Definición de los patrones de carga

Figura 20 - Definición de las Notional Loads

4.1.8. SET DE CARGAS

En la figura 21 se muestran las cargas usadas desde el nivel 1 hasta el nivel 4, y en la figura 22 las cargas usadas en el nivel 5.

Load Pattern	Load Value (kgf/m²)
SCP	300
CV	250
CVR	100

Figura 21 – Cargas del nivel 1 hasta el nivel 4

Load Pattern	Load Value (kgf/m²)
SCP	160
CV	100
CVR	40

Figura 22 – Cargas del nivel 5

4.1.9. FUENTE DE MASA

En la figura 23 se muestra la fuente de masa que se usó para considerar la acción sísmica en la estructura.

Mass Source Name: MsSrc1

Mass Source

- ☐ Element Self Mass
- ☐ Additional Mass
- ☒ Specified Load Patterns
- ☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
PP	1
SCP	1
CVR	1

Mass Options

- ☒ Include Lateral Mass
- ☐ Include Vertical Mass
- ☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Figura 23 - Definición de la fuente de masa

4.1.10. COMBINACIONES DE CARGA

A continuación se enumeran las combinaciones de cargas utilizadas para realizar el diseño de la edificación, como se podrá observar se incluyeron las cargas nocionales en las combinaciones de cargas gravitacionales, y, en las combinaciones con sismo se incluyó el factor Sds para tomar en cuenta el efecto de sismo vertical.

UDStID1: $1.4PP + 1.4SCP + 1.4NLx_PP + 1.4NLx_SCP$

UDStID2: $1.4PP + 1.4SCP - 1.4NLx_PP - 1.4NLx_SCP$

UDStID3: $1.4PP + 1.4SCP + 1.4NLy_PP + 1.4NLy_SCP$

UDStID4: $1.4PP + 1.4SCP - 1.4NLy_PP - 1.4NLy_SCP$

UDStID5: $1.2PP + 1.2SCP + 1.6CV + 1.2NLx_PP + 1.2NLx_SCP + 1.6NLx_CV$

UDStID6: $1.2PP + 1.2SCP + 1.6CV - 1.2NLx_PP - 1.2NLx_SCP - 1.6NLx_CV$

UDStID7: $1.2PP + 1.2SCP + 1.6CV + 1.2NLy_PP + 1.2NLy_SCP + 1.6NLy_CV$

UDStID8: $1.2PP + 1.2SCP + 1.6CV - 1.2NLy_PP - 1.2NLy_SCP - 1.6NLy_CV$

UDStID9: $(1.2 + 0.2Sds) \cdot (PP + SCP) + CVR \pm SH$

UDStID10: $(0.9 - 0.2Sds) \cdot (PP + SCP) \pm SH$

4.2. CONFIGURACIONES PARTICULARES EN CADA MODELO

4.2.1. CONFIGURACIONES PARTICULARES EN LA EDIFICACIÓN CON SCBF

4.2.1.1. ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO REDUCIDO

En la imagen presentada a continuación se muestra el espectro de respuesta elástico reducido a partir del espectro elástico definido en la sección 4.1.2. de este documento. El factor de reducción por ductilidad, se obtuvo de la **Tabla B5 (Ductilidad global efectiva para diferentes sistemas sismorresistentes)** de la Norma Mínima de Diseño y Construcción General de Acero Estructural (actualización del RNC-07) pp.18, donde indica que para sistemas arriostrados en edificaciones regulares se use un **Q=3**. El **anexo C** de este documento presenta dicha tabla.

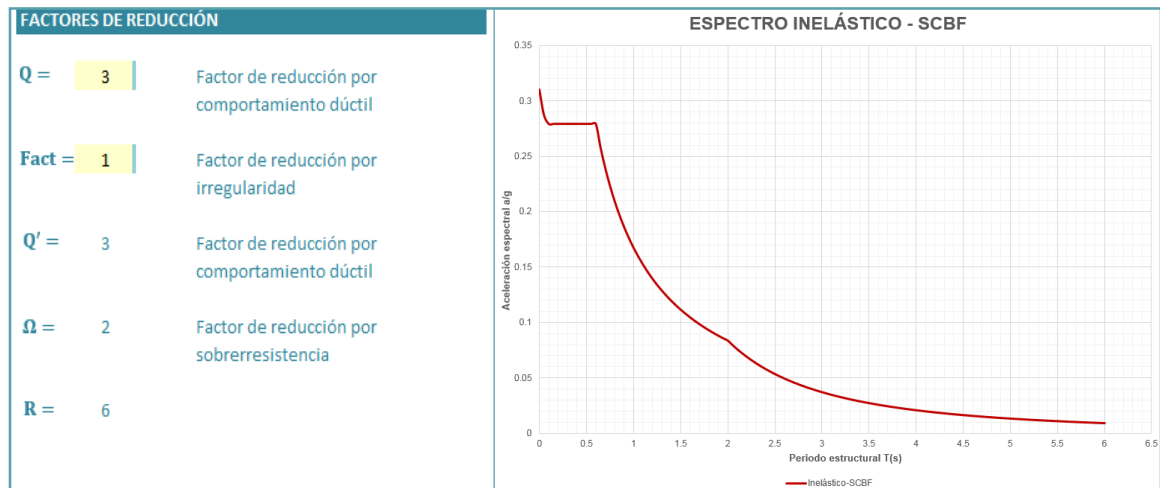


Figura 24 - Espectro de respuesta elástico reducido de la edificación con SCBF

4.2.1.2. SECCIONES UTILIZADAS

En las imágenes que se presentan a continuación se muestran todas las secciones utilizadas para arriostramientos, columnas, vigas principales y vigas secundarias en la edificación utilizando SCBF.

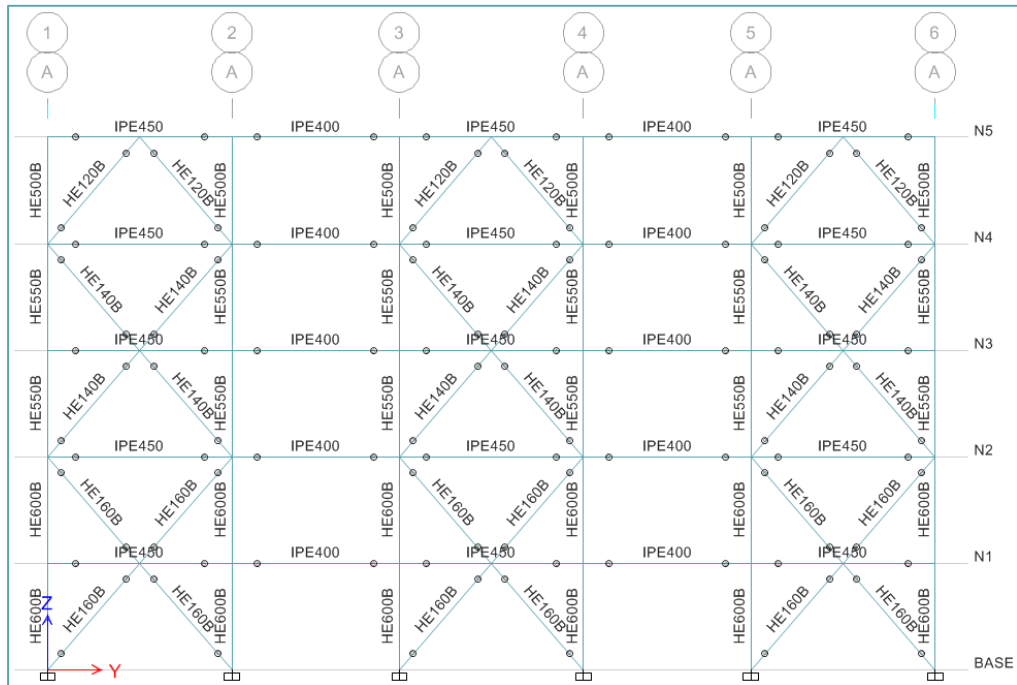


Figura 25 - Pórtico A = Pórtico G



Figura 26 - Pórtico B = Pórtico F



Figura 27 - Pórtico C = Pórtico E

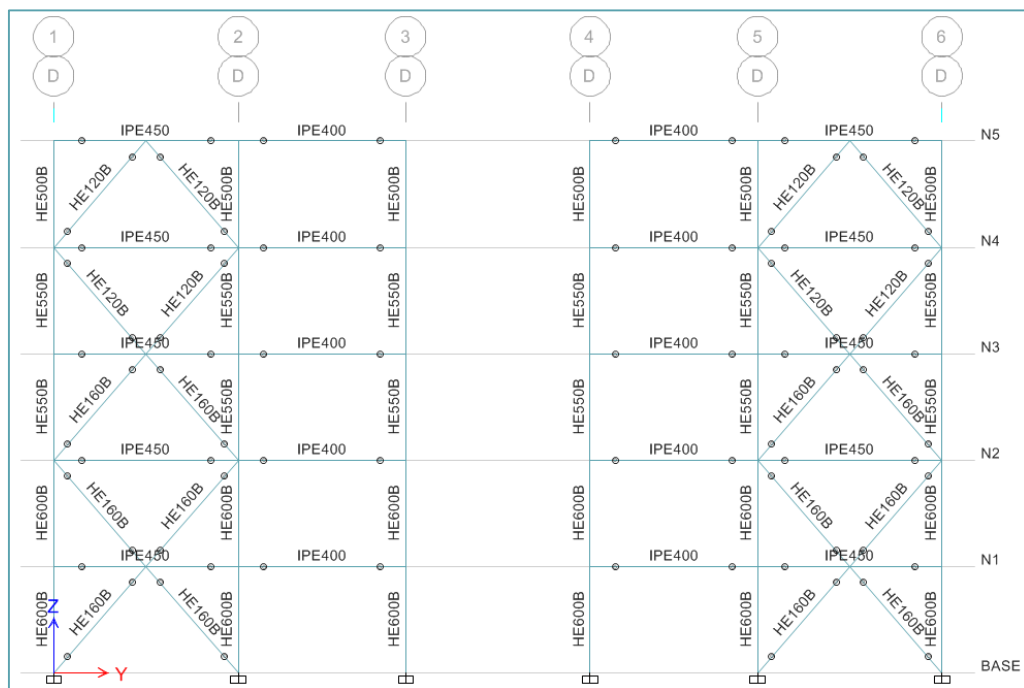


Figura 28 - Pórtico D

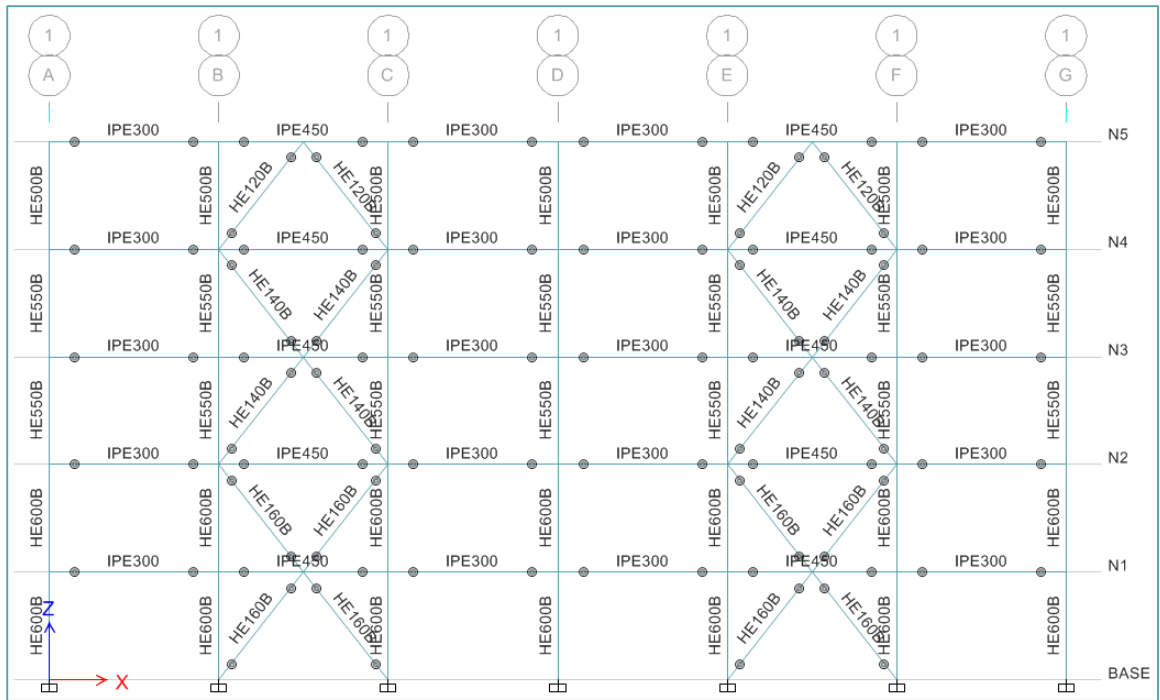


Figura 29 - Pórtico 1 = Pórtico 6

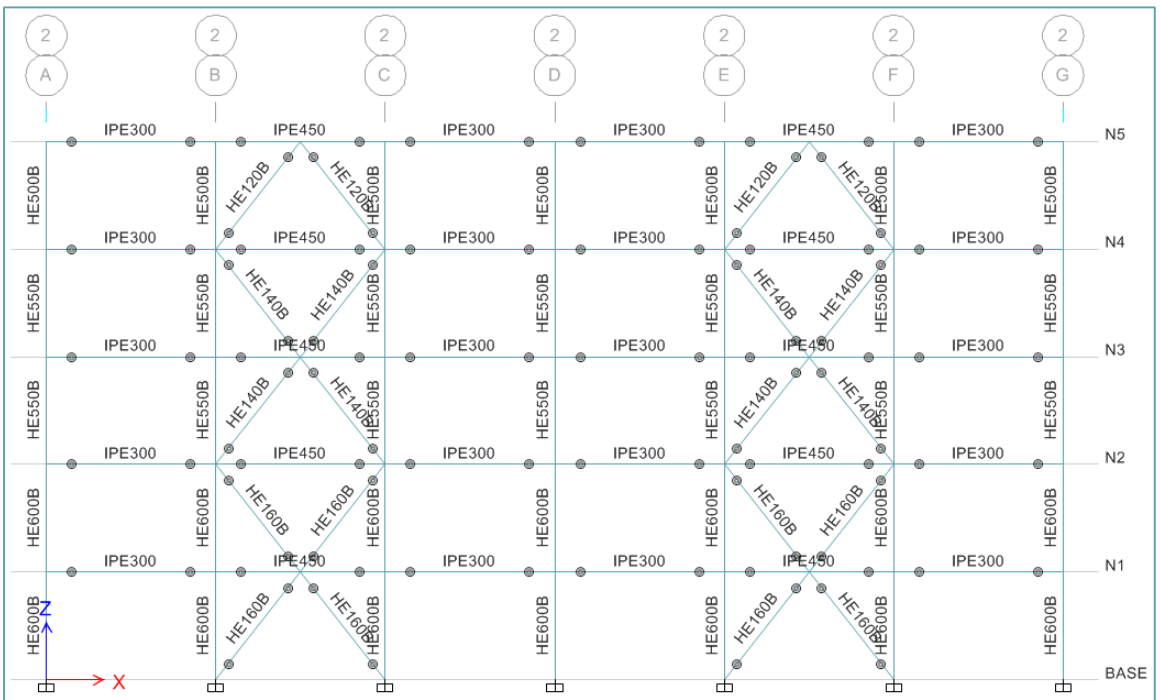


Figura 30 - Pórtico 2 = Pórtico 5



Figura 31 - Pórtico 3 = Pórtico 4

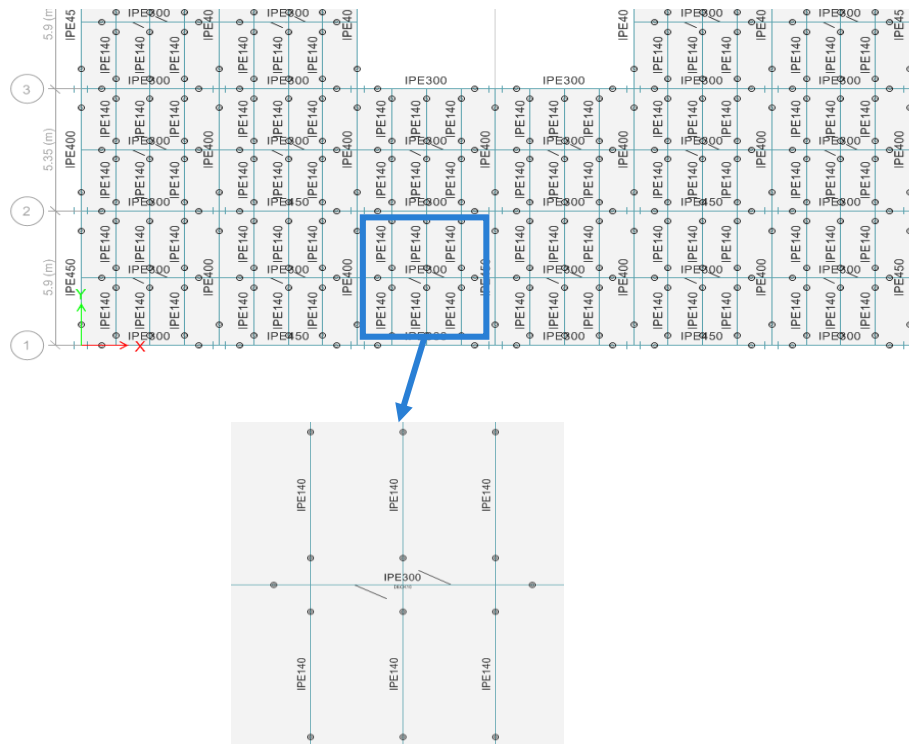


Figura 32 - Vigas Secundarias en todas las plantas

4.2.1.3. DEFINICIÓN DE SISTEMA Y MÉTODOS EN ETABS

En la siguiente figura se presenta la configuración del modelo con SCBF. El factor de reducción de respuesta es $R = Q * \Omega_0 = 3 * 2 = 6$, el factor Sds es el valor de la meseta del espectro elástico, y se ha definido el método de Análisis Directo.

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	SCBF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	1.674
08	Design System R	6
09	Design System Omega0	2
10	Design System Cd	6
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No

Figura 33 - Definición del sistema SCBF y el método de análisis directo

4.2.1.4. ACCIÓN SÍSMICA

La figura 33 muestra el caso de carga del sismo horizontal a partir del espectro de diseño definido en la sección 4.2.1.1. de este documento.

General

Load Case Name: SH

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	gB_zC_tsIII_a0.31_Q3	9.8067
Acceleration	U2	gB_zC_tsIII_a0.31_Q3	9.8067

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

OK Cancel

Figura 34 - Definición de la acción sísmica

4.2.2. CONFIGURACIONES PARTICULARES EN LA EDIFICACIÓN CON BRBF

4.2.2.1. ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO REDUCIDO

En la imagen presentada a continuación se muestra el espectro de respuesta elástico reducido a partir del espectro elástico definido en la sección 4.1.2. de este documento. El Reglamento de Nicaragua no define un factor de reducción por ductilidad para las edificaciones con BRBF, en este caso, debido a la alta ductilidad que los caracteriza se usó un **Q=4**.

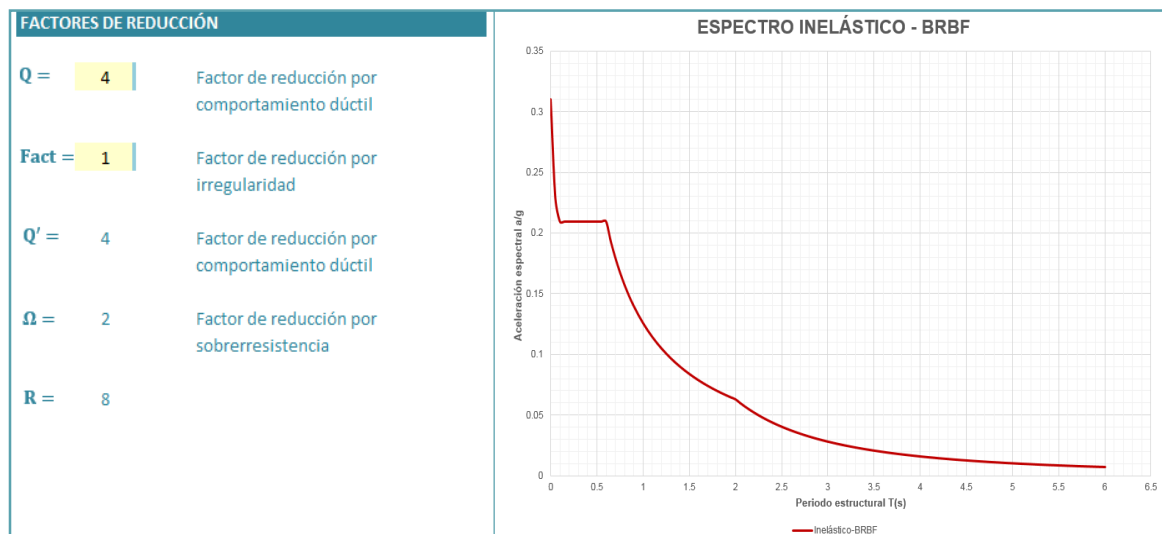


Figura 35 - Datos para definir el espectro de respuesta de la edificación con BRBF

4.2.2.2. SECCIONES UTILIZADAS

Para definir las BRB es recomendable usar un KF entre 1.3 y 1.7, Kersting R. et al., (2015, pp. 11), en este caso se usó un KF=1.5.

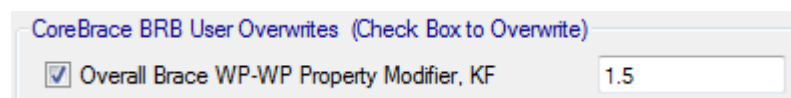


Figura 36 - Definición de KF

En las imágenes que se presentan a continuación se muestran todas las secciones utilizadas para arriostramientos, columnas, vigas principales y vigas secundarias en la edificación utilizando BRBF.

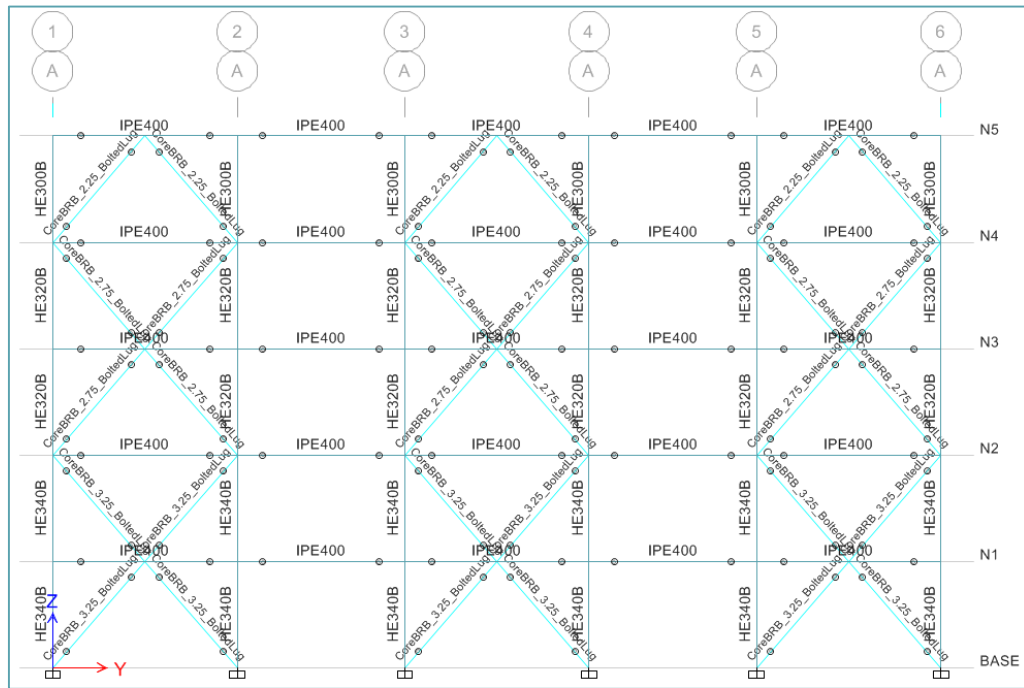


Figura 37 - Pórtico A = Pórtico G



Figura 38 - Pórtico B = Pórtico F

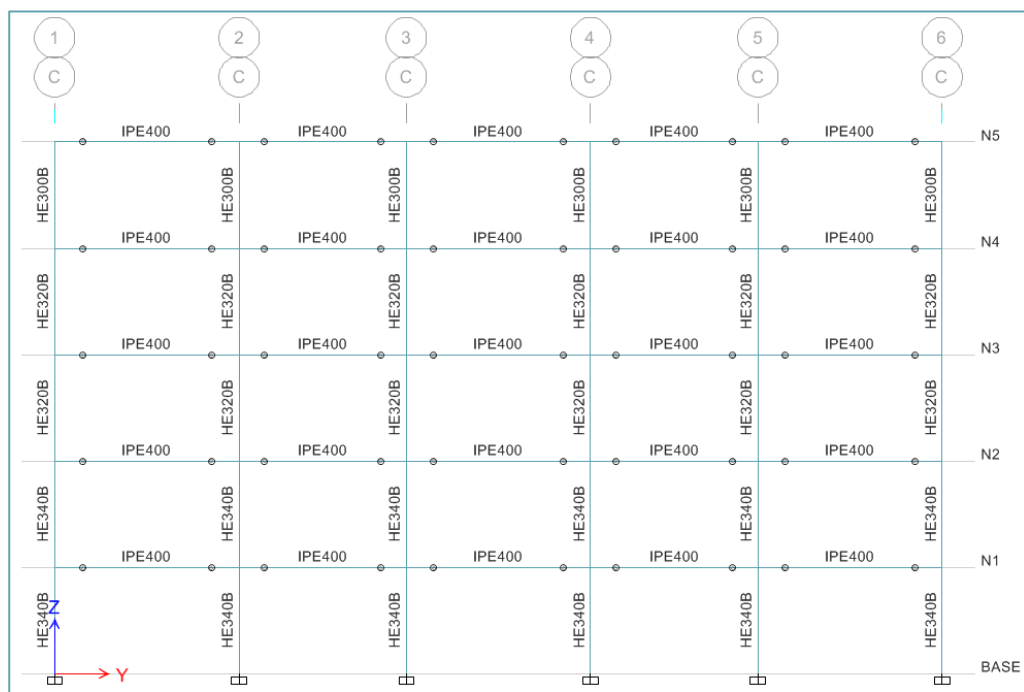


Figura 39 - Pórtico C = Pórtico E

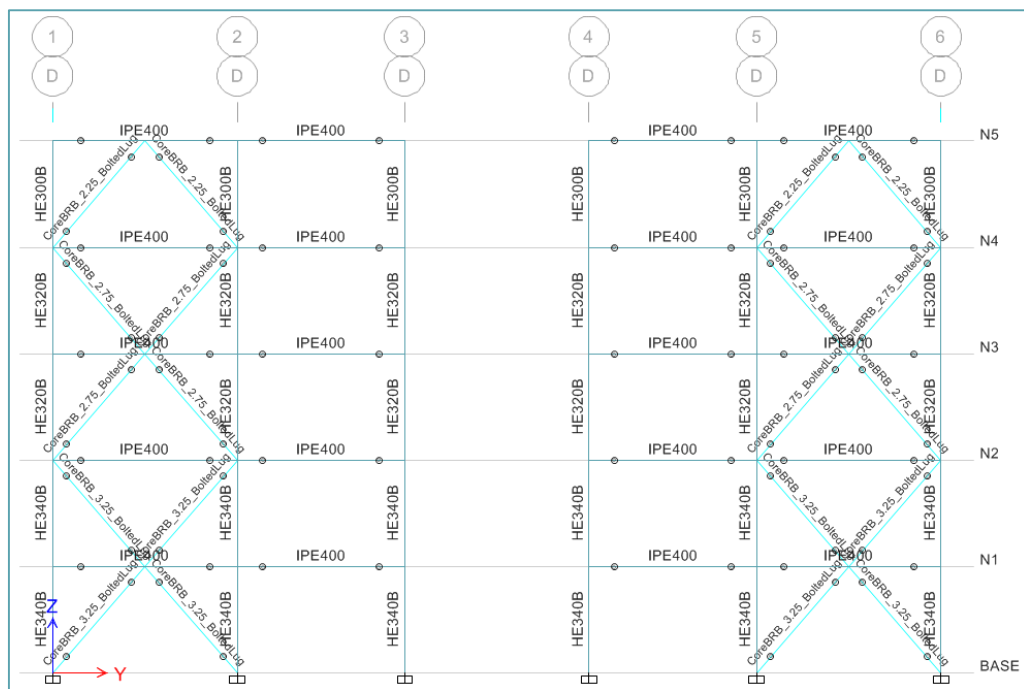


Figura 40 - Pórtico D

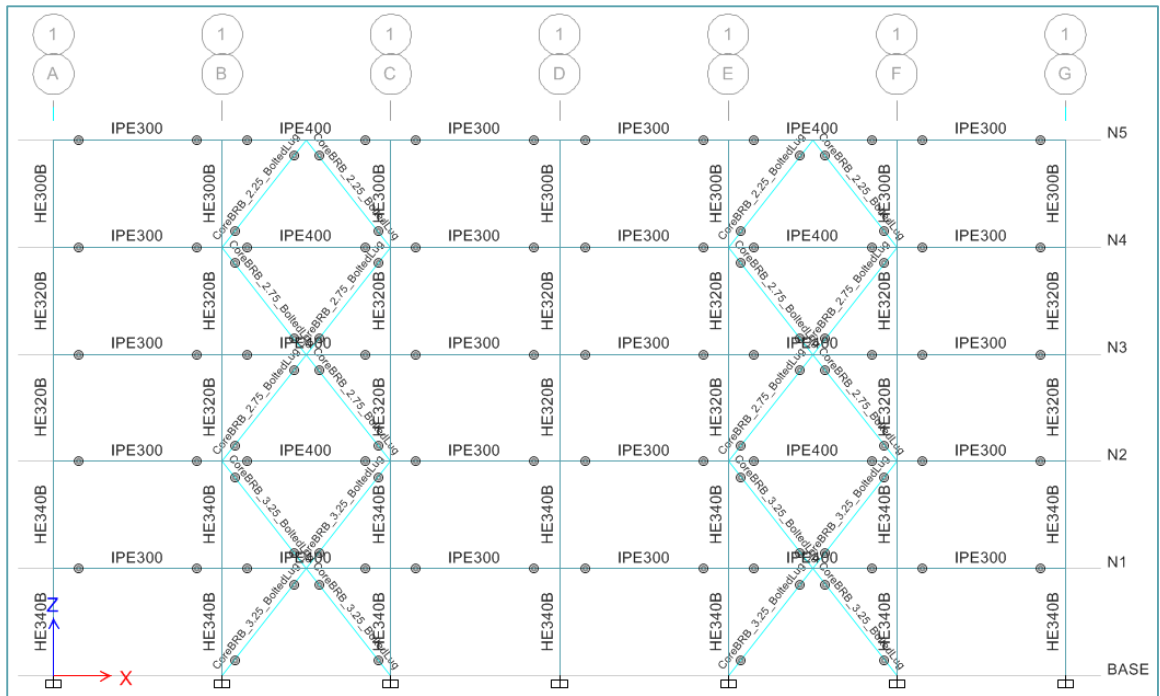


Figura 41 - Pórtico 1 = Pórtico 6

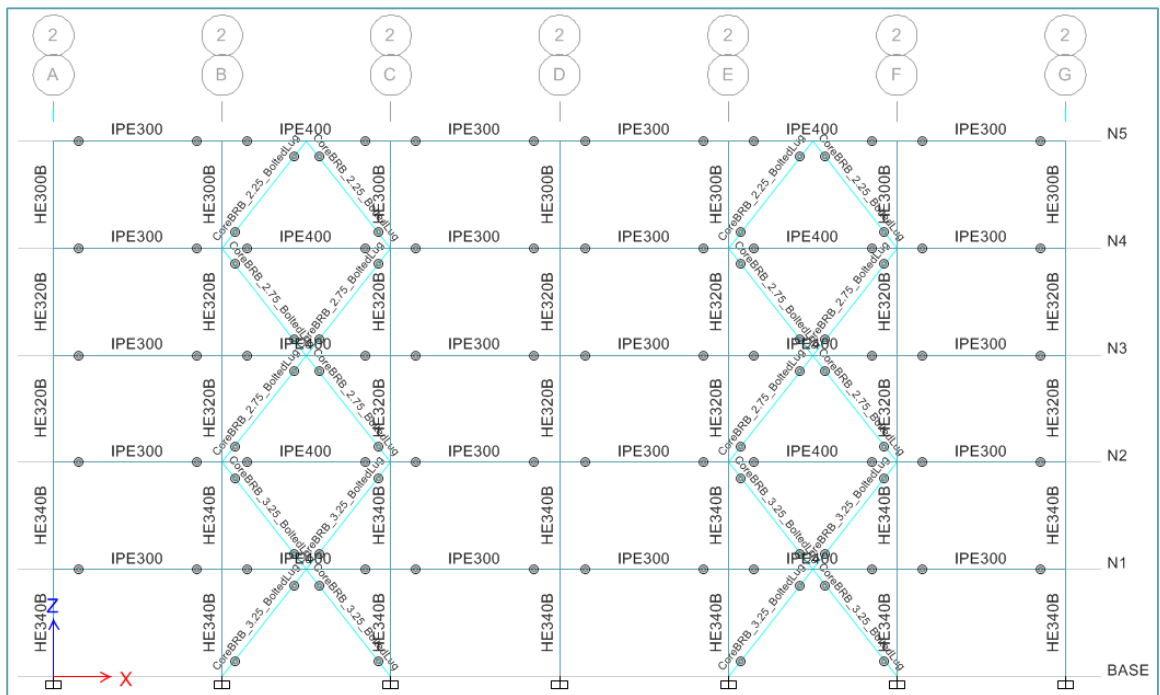


Figura 42 - Pórtico 2 = Pórtico 5



Figura 43 - Pórtico 3 = Pórtico 4

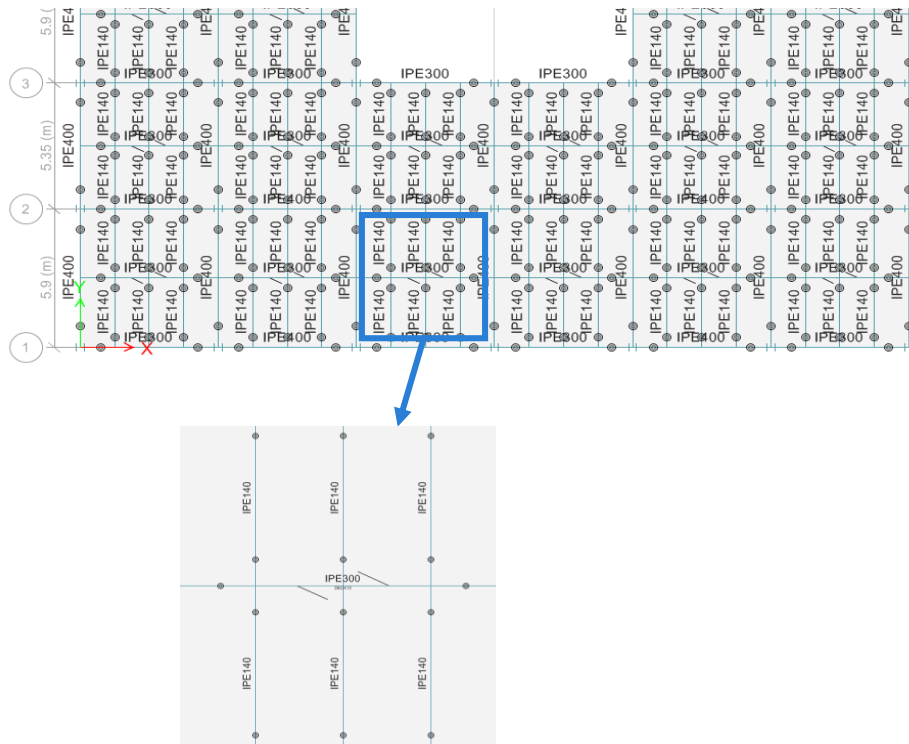


Figura 44 - Vigas Secundarias en todas las plantas

4.2.2.3. DEFINICIÓN DE SISTEMA Y MÉTODOS

En la figura 45 se presenta la configuración del modelo con BRBF, el factor de reducción de respuesta es $R = Q * \Omega_0 = 4 * 2 = 8$, el factor Sds es el valor de la meseta del espectro elástico, y se ha definido el método de Análisis Directo.

Los valores típicos de ω oscilan entre 1.30 y 1.50, mientras que los valores de β oscilan entre 1.05 y 1.15 **Kersting R. et al., (2015, pp. 11)**. En este caso se asumieron valores de $\omega=1.30$ y $\beta=1.07$.

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	BRBF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	1.674
08	Design System R	8
09	Design System Omega0	2
10	Design System Cd	8
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No
16	Beta Factor	1.07
17	BetaOmega Factor	1.39

Figura 45 - Definición del sistema BRBF y el método de análisis directo

4.2.2.4. ACCIÓN SÍSMICA

La figura 46 muestra el caso de carga del sismo horizontal a partir del espectro de diseño definido en la sección 4.2.2.1. de este documento.

The dialog box is titled 'General' and contains the following fields:

- Load Case Name: SH
- Load Case Type: Response Spectrum
- Exclude Objects in this Group: Not Applicable
- Mass Source: Previous (MsSrc1)

Buttons: Design..., Notes...

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	gB_zC_tsIII_a0.31_Q4	9.8067
Acceleration	U2	gB_zC_tsIII_a0.31_Q4	9.8067

Buttons: Add, Delete, Advanced (checkbox)

Other Parameters

- Modal Load Case: Modal
- Modal Combination Method: CQC
- ☐ Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1:
 - Rigid Frequency, f2:
 - Periodic + Rigid Type:
- Earthquake Duration, td:
- Directional Combination Type: SRSS
- Absolute Directional Combination Scale Factor:
- Modal Damping: Constant at 0.05 (Modify/Show...)
- Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms (Modify/Show...)

Buttons: OK, Cancel

Figura 46 - Definición de la acción sísmica

4.3. ANÁLISIS DINÁMICO DE LA EDIFICACIÓN CON SCBF Y DE LA EDIFICACIÓN CON BRBF

4.3.1. PERIODOS Y MASA PARTICIPATIVA

4.3.1.1. EDIFICACIÓN CON SCBF

En la figura 47 se muestran los periodos de los modos de vibración de la edificación con SCBF, siendo los periodos fundamentales de esta **0.528 seg**, **0.525 seg** y **0.379 seg**, en dirección X, Y y rotacional, respectivamente. Por otra parte, se observa que la masa participativa supera el 90% que establece el **RNC-07** en el **arto. 33**.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.528	0.7563	0	0	0.7563	0
Modal	2	0.525	0	0.7904	0	0.7563	0.7904
Modal	3	0.379	0	0	0	0.7563	0.7904
Modal	4	0.185	0	0.1527	0	0.7563	0.943
Modal	5	0.166	0.1551	0	0	0.9114	0.943
Modal	6	0.128	0	0	0	0.9114	0.943
Modal	7	0.116	0	0.038	0	0.9114	0.981
Modal	8	0.092	0.0518	0	0	0.9632	0.981
Modal	9	0.091	0	0.0117	0	0.9632	0.9928
Modal	10	0.08	0	0	0	0.9632	0.9928
Modal	11	0.075	0	0.0064	0	0.9632	0.9992
Modal	12	0.069	0	0	0	0.9632	0.9992
Modal	13	0.064	0	0	0	0.9632	0.9992
Modal	14	0.062	0	0	0	0.9632	0.9992
Modal	15	0.061	0.0243	0	0	0.9876	0.9992

Figura 47 - Modos de vibración de la edificación con SCBF

4.3.1.2. EDIFICACIÓN CON BRBF

La figura 48 muestra los periodos de los modos de vibración de la edificación con BRBF, siendo los periodos fundamentales de esta **0.693 seg**, **0.668 seg** y **0.485 seg**, en dirección X, Y y rotacional, respectivamente. Por otra parte, también se observa que la masa participativa supera el 90% que establece el **RNC-07** en el **arto. 33**.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.693	0.7808	0	0	0.7808	0
Modal	2	0.668	0	0.7988	0	0.7808	0.7988
Modal	3	0.485	0	0	0	0.7808	0.7988
Modal	4	0.23	0	0.1471	0	0.7808	0.9458
Modal	5	0.227	0.1495	0	0	0.9303	0.9458
Modal	6	0.165	0	0	0	0.9303	0.9458
Modal	7	0.143	0	0.0359	0	0.9303	0.9818
Modal	8	0.132	0.0426	0	0	0.9729	0.9818
Modal	9	0.109	0	0.0117	0	0.9729	0.9934
Modal	10	0.101	0	0	0	0.9729	0.9934
Modal	11	0.094	0.0177	0	0	0.9907	0.9934
Modal	12	0.091	0	0.0061	0	0.9907	0.9996
Modal	13	0.077	0	0	0	0.9907	0.9996
Modal	14	0.074	0.0091	0	0	0.9997	0.9996
Modal	15	0.069	0	0	0	0.9997	0.9996

Figura 48 - Modos de vibración de la edificación con BRBF

4.3.2. REVISIÓN DEL CORTANTE DINÁMICO VS EL ESTÁTICO

El **RNC-07** establece en el **arto. 33 inciso a)**, que la fuerza cortante basal determinada con el método de análisis dinámico no debe ser menor que:

$$0.8 \frac{a}{\Omega Q'} W_0$$

Ecuación 15

La aceleración “a” de la ecuación 15 debe calcularse para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

4.3.2.1. EDIFICACIÓN CON SCBF

Los periodos fundamentales se han determinado en la sección 4.3.1.1. y son 0.528 seg y 0.525 seg, para la dirección X y Y, respectivamente. Una vez determinados los periodos fundamentales se debe encontrar la aceleración correspondiente, la cual se debe definir a partir del espectro de respuesta elástico reducido (esto porque en la **ecuación 5**, la aceleración se divide entre $\Omega Q'$), en esta ocasión debido a que los periodos fundamentales se encuentra entre 0.1 seg y 0.6 seg, la aceleración tomará el valor de la meseta del espectro y será el mismo para ambas direcciones, este valor es de **0.279**.

Para determinar el peso sísmico de la edificación, W_0 , se definió una combinación de carga incluyendo el peso propio de la estructura (PP), la sobrecarga permanente (SCP) y la carga viva reducida (CVR), la siguiente figura muestra el peso sísmico de la edificación:

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
PESO SISMICO	0	0	2656.9644

Figura 49 - Peso sísmico de la edificación con SCBF

Ahora con la **ecuación 15**, se calcula el 80% del sismo estático:

Dirección X y Dirección Y:

$$0.80 * 0.279 * 2656.96 = 593.03 \text{ tonf}$$

El cortante basal dinámico no puede ser menor que el valor calculado anteriormente, en la siguiente figura se muestran los cortantes dinámicos obtenidos en el análisis:

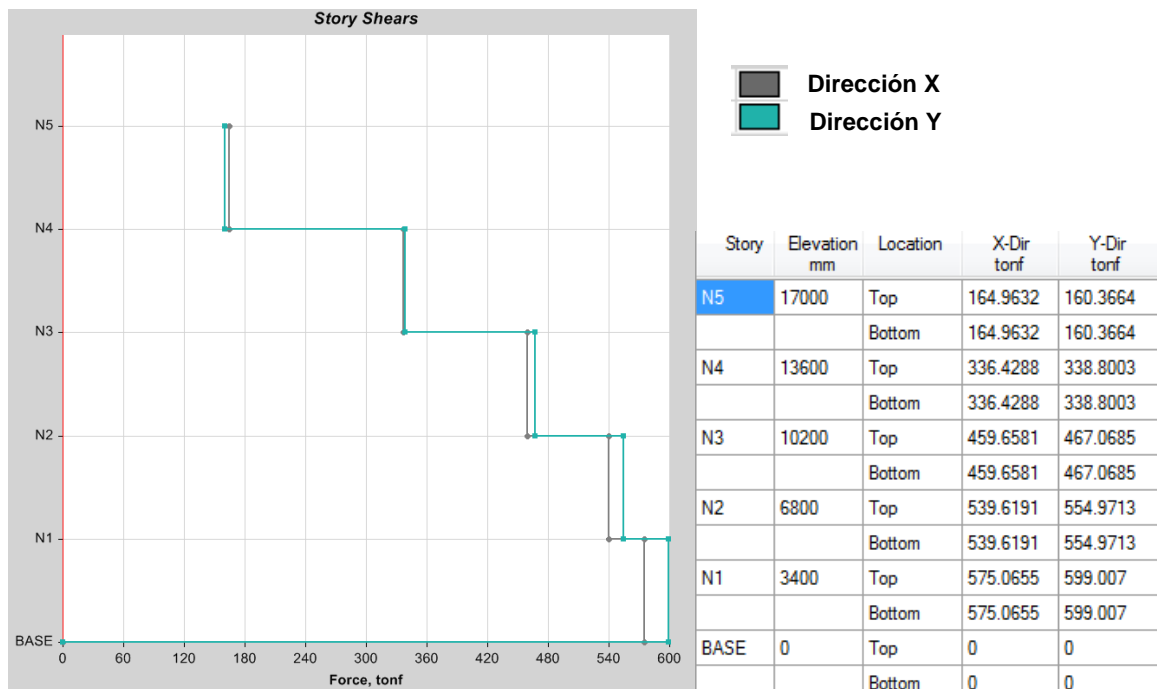


Figura 50 - Cortes de piso dinámicos

Como se puede apreciar, la fuerza cortante basal del análisis dinámico satisface lo establecido en el RNC-07 para la dirección Y, **599.01 tonf**, no obstante en la dirección X, **575.07 tonf**, no se cumple, por lo cual, se deben incrementar las fuerzas de diseño en esta dirección, para esto se debe multiplicar el factor de escala definido al configurar la acción sísmica (sección 4.2.1.4.) por el valor obtenido de dividir el cortante estático entre el dinámico, a continuación se detalla este cálculo, y, en la figura 51 se muestra la corrección en el Etabs:

$$\frac{593.03}{575.07} = 1.032$$

Loads Applied			
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	gB_zC_tsIII_a0.31_...	9806.65*1.032
Acceleration	U2	gB_zC_tsIII_a0.31_...	9806.65

Figura 51 - Corrección del factor de escala, dirección X

En la figura 52 se aprecian los cortes de piso dinámicos con la corrección en la dirección X, como puede apreciarse el corte de piso dinámico en dirección X es **593.47 tonf**, cuyo valor es prácticamente el 80% del cortante estático, por lo cual se ha cumplido esta condición.

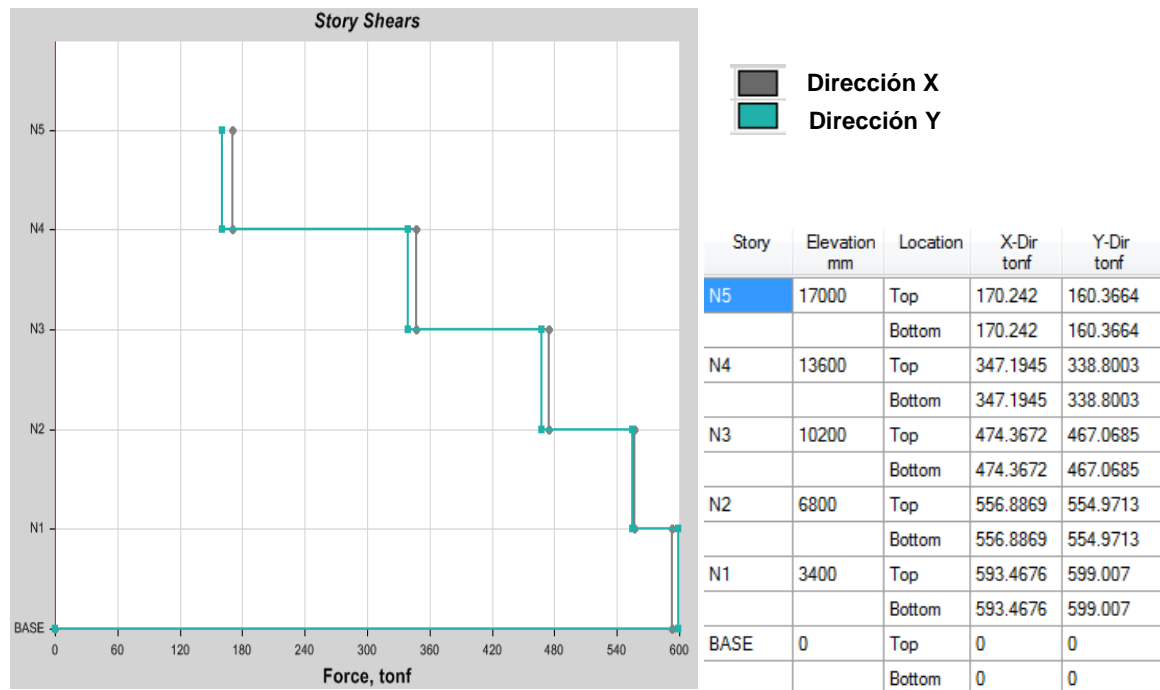


Figura 52 - Cortes de piso dinámicos corregidos

4.3.2.2. EDIFICACIÓN CON BRBF

Los periodos fundamentales se han determinado en la sección 4.3.1.2. y son 0.693 seg y 0.668 seg, para la dirección X y Y, respectivamente. De manera similar que en la edificación con SCBF, debe obtenerse la aceleración espectral desde el espectro elástico reducido, esta tendrá un valor de **0.181** en la dirección X y **0.188** en la dirección Y.

El peso sísmico de la edificación, W_0 , se muestra en la siguiente figura:

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
PESO ESTRUCT...	0	0	2591.236

Figura 53 - Peso sísmico de la edificación con BRBF

El cálculo del 80% del sismo estático para la dirección X y la dirección Y se detalla a continuación:

Dirección X

$$0.80 * 0.181 * 2591.236 = \mathbf{375.21 \text{ tonf}}$$

Dirección Y

$$0.80 * 0.188 * 2591.236 = \mathbf{389.72 \text{ tonf}}$$

El cortante basal dinámico no puede ser menor que el valor calculado anteriormente, en la siguiente figura se muestran los cortantes dinámicos obtenidos en el análisis:

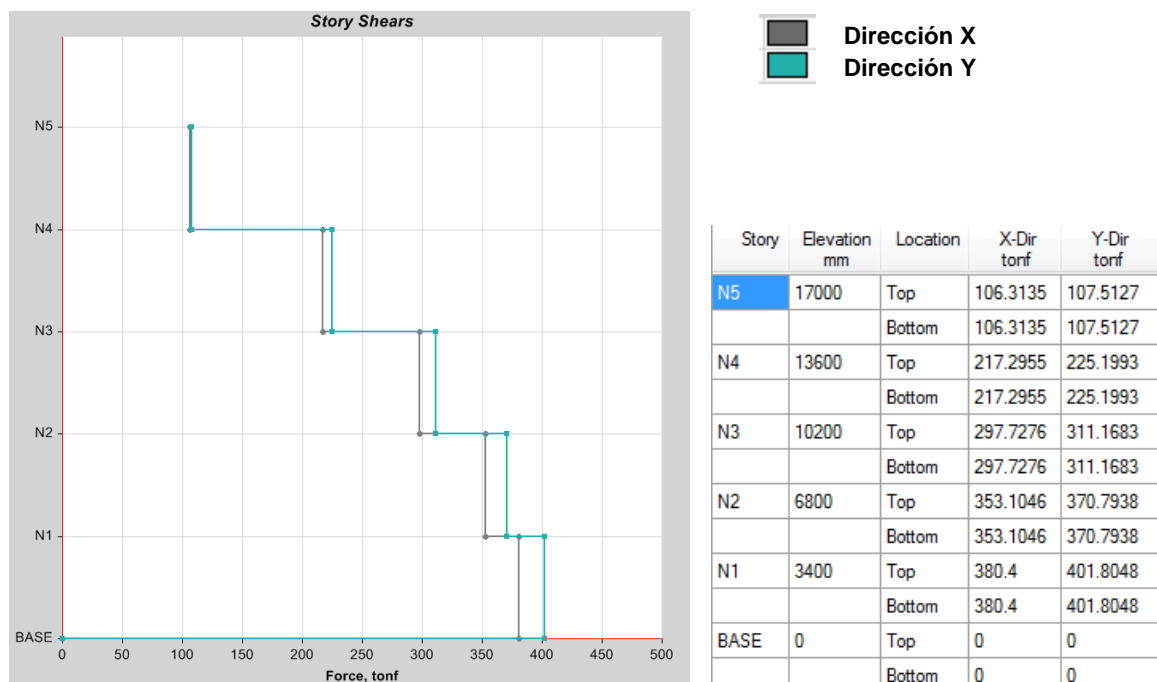


Figura 54 - Cortes de piso

Como se puede apreciar, la fuerza cortante basal del análisis dinámico satisface lo establecido en el RNC-07 tanto para la dirección X como para la dirección Y.

4.3.3. REVISIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES

El **art. 34** del **RNC-07** especifica los requisitos para tener un control adecuado de los desplazamientos en las edificaciones. Se establecen las siguientes dos condiciones:

a) Estado límite de servicio.

Los desplazamientos obtenidos del análisis ante fuerzas reducidas deberán de multiplicarse por $\frac{Q' * \Omega}{2.5}$, y, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos no deberá exceder 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes.

b) Estado límite de colapso.

Los desplazamientos obtenidos del análisis ante fuerzas reducidas deberán de multiplicarse por $Q * \Omega$, y, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos divididas entre las diferencias de elevaciones correspondientes no deberán exceder las distorsiones de entrepiso establecidas en la Tabla 4 del RNC-07.

4.3.3.1. EDIFICACIÓN CON SCBF

En la siguiente imagen se muestran los desplazamientos elásticos en cada nivel debido al sismo:

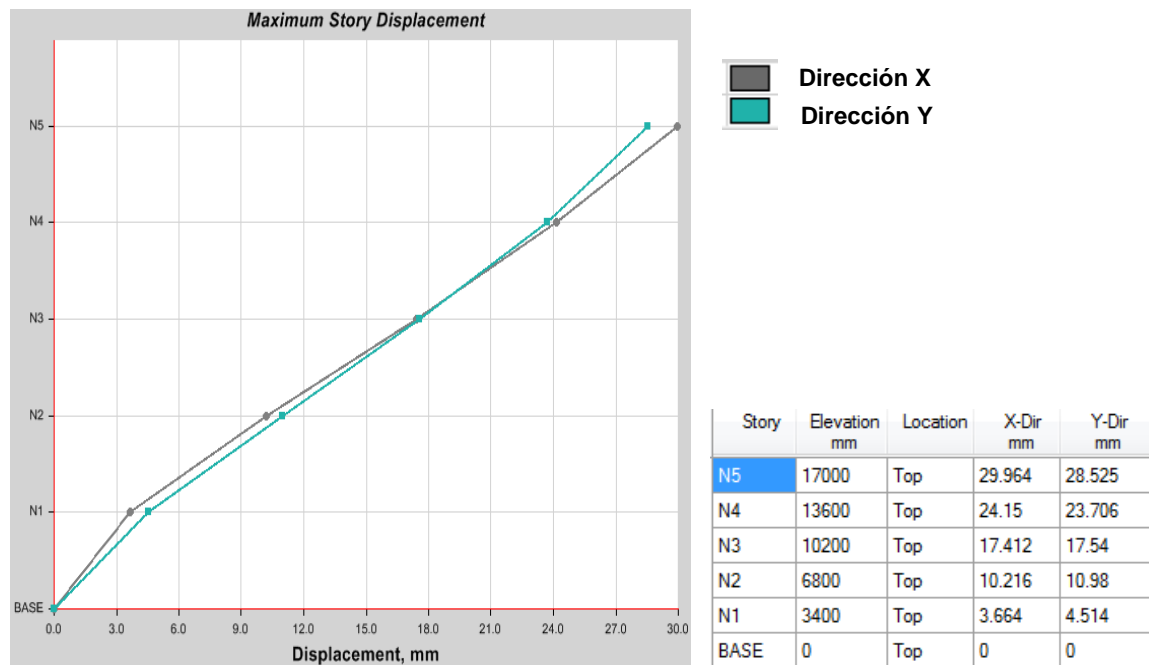


Figura 55 - Desplazamientos ante fuerzas reducidas

La figura 56 muestra la revisión de los desplazamientos en estado límite de servicio en una hoja de cálculo realizada en Excel, y, como puede observarse la distorsión calculada es mayor que la permitida, esto denota que la edificación

sufrirá daño en los elementos no estructurales cuando esta sea sometida a los desplazamientos causados por el sismo.

En la figura 57 se muestra la revisión de los desplazamientos, pero esta vez en el estado límite de colapso, se encuentra que la estructura cumple de manera satisfactoria la distorsión máxima establecida en la Tabla 4 del RNC-07, dicha tabla se muestra en el **anexo D** de este documento.

$Q' =$	3.00	Distorsión máxima permitida:		0.002			
$\Omega =$	2.00						
NIVEL	ΔH (mm)	δ_{ex} (mm)	δ_{ix} (mm)	Dist X	δ_{ey} (mm)	δ_{iy} (mm)	Dist Y
N5	3400	29.964	71.91	0.00410	28.525	68.46	0.00340
N4	3400	24.150	57.96	0.00476	23.706	56.89	0.00435
N3	3400	17.412	41.79	0.00508	17.540	42.10	0.00463
N2	3400	10.216	24.52	0.00462	10.980	26.35	0.00456
N1	3400	3.664	8.79	0.00259	4.514	10.83	0.00319

Figura 56 - Distorsiones en el estado límite de servicio

Q = 3.00

Δ_{\max} = 0.015

Ω = 2.00

NIVEL	ΔH (mm)	δ_{ex} (mm)	δ_{ix} (mm)	Dist X	δ_{ey} (mm)	δ_{iy} (mm)	Dist Y
N5	3400	29.964	179.78	0.010	28.525	171.15	0.009
N4	3400	24.150	144.90	0.012	23.706	142.24	0.011
N3	3400	17.412	104.47	0.013	17.540	105.24	0.012
N2	3400	10.216	61.30	0.012	10.980	65.88	0.011
N1	3400	3.664	21.98	0.006	4.514	27.08	0.008

Figura 57 - Distorsiones en el estado límite de colapso

4.3.3.2. EDIFICACIÓN CON BRBF

En la siguiente imagen se muestran los desplazamientos elásticos en cada nivel debido al sismo:

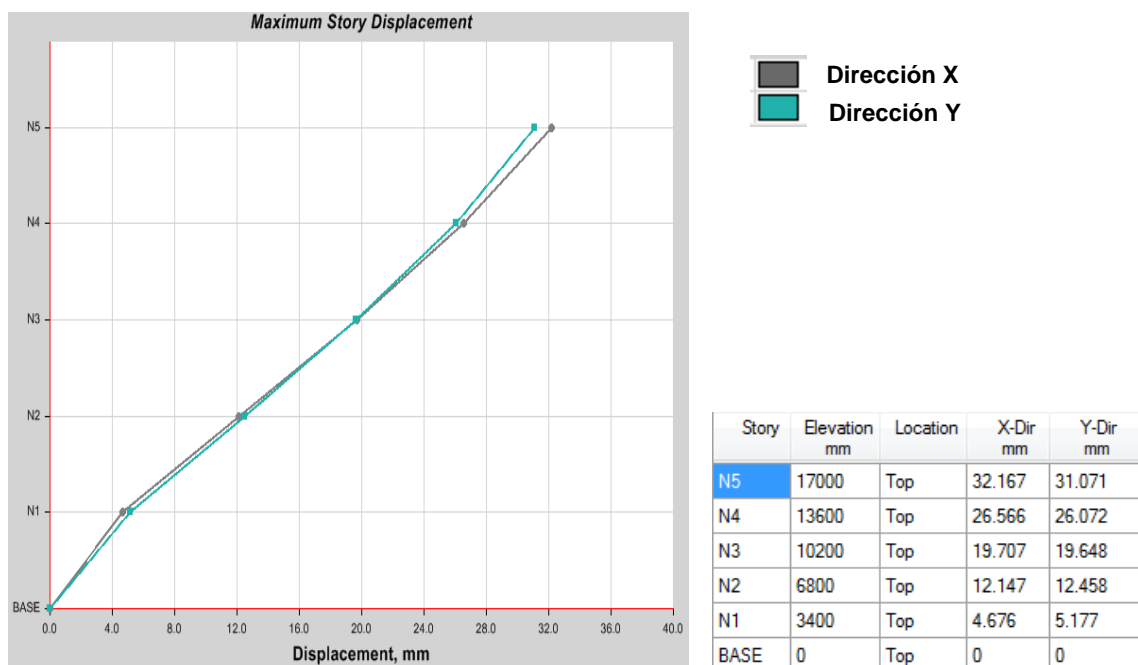


Figura 58 - Desplazamientos ante fuerzas reducidas

La figura 59 muestra la revisión de los desplazamientos en estado límite de servicio en una hoja de cálculo realizada en Excel, y, como puede observarse la distorsión calculada es mayor que la permitida, esto denota que la edificación con BRBF al igual que la edificación con SCBF sufrirá daño en los elementos no estructurales cuando esta sea sometida a los desplazamientos causados por el sismo.

En la figura 60 se muestra la revisión de los desplazamientos, pero esta vez en el estado límite de colapso, el reglamento no define la deriva máxima permitida para los pórticos con arriostramientos de pandeo restringido, pero debido a su alta ductilidad y que la deformación esperada en el arriostramiento es de 2 por ciento la altura de piso se consideró una límite máximo de 0.020, y, como se puede apreciar la estructura cumple.

$Q' =$	4.00	Distorsión máxima permitida:		0.002			
$\Omega =$	2.00						
NIVEL	ΔH (mm)	δ_{ex} (mm)	δ_{ix} (mm)	Dist X	δ_{ey} (mm)	δ_{iy} (mm)	Dist Y
N5	3400	32.167	102.93	0.00527	31.071	99.43	0.00470
N4	3400	26.566	85.01	0.00646	26.072	83.43	0.00605
N3	3400	19.707	63.06	0.00712	19.648	62.87	0.00677
N2	3400	12.147	38.87	0.00703	12.458	39.87	0.00685
N1	3400	4.676	14.96	0.00440	5.177	16.57	0.00487

Figura 59 - Distorsiones en el estado límite de servicio

Q =

4.00

Δ_{\max} =

0.020

Ω =

2.00

NIVEL	ΔH (mm)	δ_{ex} (mm)	δ_{ix} (mm)	Dist X	δ_{ey} (mm)	δ_{iy} (mm)	Dist Y
N5	3400	32.167	257.34	0.013	31.071	248.57	0.012
N4	3400	26.566	212.53	0.016	26.072	208.58	0.015
N3	3400	19.707	157.66	0.018	19.648	157.18	0.017
N2	3400	12.147	97.18	0.018	12.458	99.66	0.017
N1	3400	4.676	37.41	0.011	5.177	41.42	0.012

Figura 60 - Distorsiones en el estado límite de colapso

4.4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En esta sección se hará una comparación del diseño de los elementos estructurales (arriostramiento, columna y viga) obtenido en el Etabs y con las hojas de cálculo desarrolladas en Excel. Esto se realizará ya que el Etabs no realiza las revisiones especiales en vigas y columnas que establece el AISC 341, estas revisiones especiales se mencionan en la **sección 2.1.3.2.** para los SCBF y en la **sección 2.2.4.2.** para los BRBF en este documento.

4.4.1. EDIFICACIÓN CON SCBF

4.4.1.1. ARRIOSTRAMIENTO

En la figura 61 se muestran las relaciones demanda/capacidad de los elementos estructurales del pórtico D obtenidas del Etabs; se resalta el resultado obtenido para un arriostramiento cuyo diseño será verificado con una hoja de cálculo de Excel, dicha verificación se encuentra desde la página 66 hasta la 72, donde se detalla el procedimiento paso a paso del diseño del arriostramiento y la obtención de las resistencias esperadas.

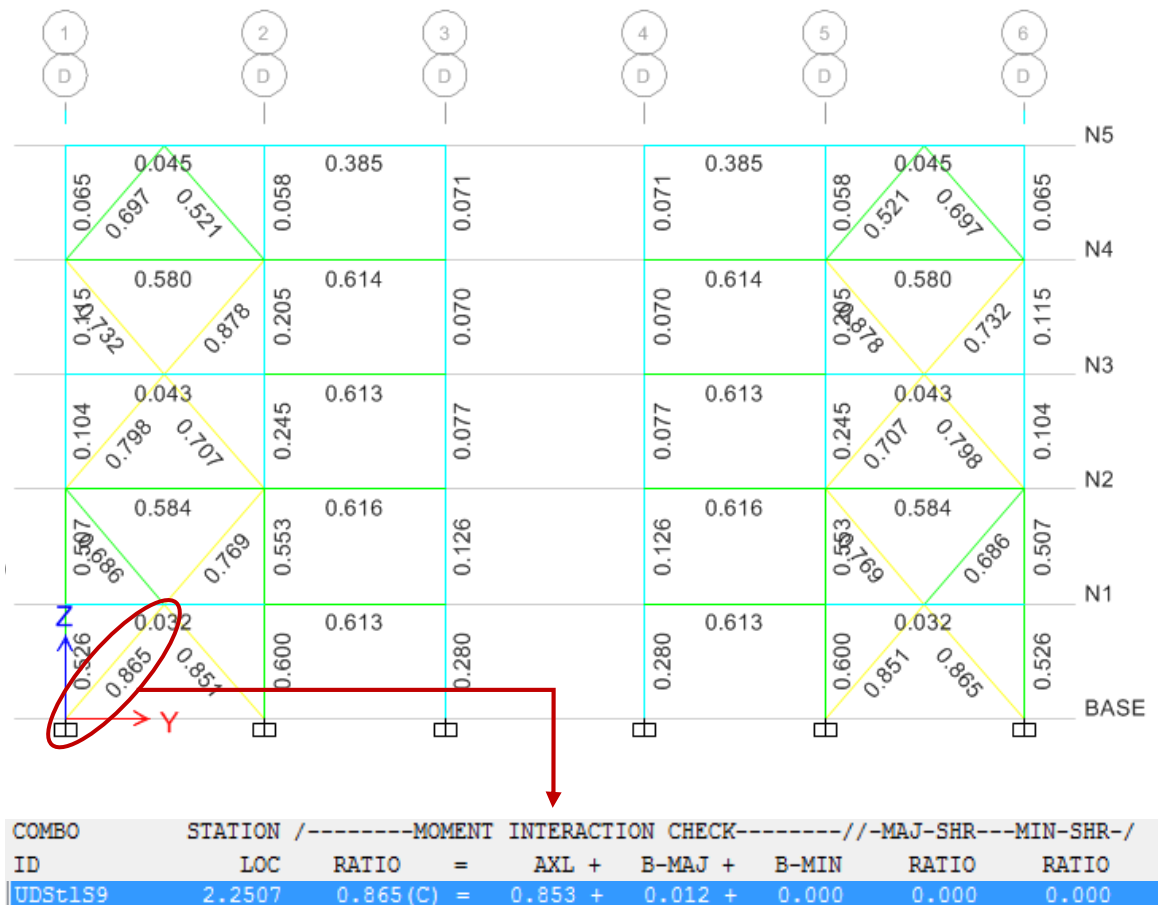


Figura 61 - D/C de arriostramiento en ETABS

SCBF_ARRIOSTRAMIENTO - DATOS GENERALES

• GEOMETRÍA DEL PÓRTICO

Altura de piso

$$H = 3.4 \text{ (m)}$$

Longitud del tramo

$$L = 5.9 \text{ (m)}$$

Longitud del arriostramiento

$$L_a = \sqrt{H^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} = 4.50 \text{ (m)}$$

Ángulo del arriostramiento

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{0.5L}{H}\right) = 40.95 \text{ (deg)}$$

• PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Tensión cedente del arriostramiento

$$F_{ya} = 250 \text{ (MPa)}$$

Factor de sobre-resistencia del arriostramiento

$$R_{ya} = 1.5$$

Módulo de elasticidad

$$E = 200000 \text{ (MPa)}$$

• DEFINICIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO A UTILIZAR

Datos

HEB160

Altura de la sección

$$d_a = 160 \text{ (mm)}$$

Radio de curvatura

$$r_a = 15 \text{ (mm)}$$

Ancho del ala

$$b_{fa} = 160 \text{ (mm)}$$

Area gruesa

$$A_a = 54.3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Espesor del ala

$$t_{fa} = 13 \text{ (mm)}$$

Inercia en "X"

$$I_{xa} = 2492 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Espesor del alma

$$t_{wa} = 8 \text{ (mm)}$$

Inercia en "Y"

$$I_{ya} = 889 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Cálculos

Radio de giro en X

$$r_{xa} = \sqrt{\frac{I_{xa}}{A_a}} = 6.77 \text{ (cm)}$$

Distancia entre centroides de las alas

$$h_{oa} = d_a - t_{fa} = 147.0 \text{ (mm)}$$

Radio de giro en Y

$$r_{ya} = \sqrt{\frac{I_{ya}}{A_a}} = 4.05 \text{ (cm)}$$

espesor del ala + curvatura

$$k_a = t_{fa} + r_a = 28.0 \text{ (mm)}$$

Constante de torsión de alabeo

$$C_{wa} = t_{fa} h_{oa}^2 \frac{b_{fa}^3}{24} = 47943 \text{ (cm}^6\text{)}$$

Altura libre del alma

$$h_a = d_a - 2k_a = 104.0 \text{ (mm)}$$

• DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL ARRIOSTRAMIENTO

○ REVISIÓN DEL PANDEO LOCAL DEL ARRIOSTRAMIENTO

Para las alas

$$\lambda_{ala} = \frac{b_{fa}}{2t_{fa}} = 6.15 \quad \text{Esbeltez del ala del arriostramiento}$$

Criterio 2010 - Alta ductilidad

AISC 341-10. Tabla D1.1

$$\frac{b_{fa}}{2t_{fa}} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}}$$
$$\lambda_{ala_max} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} = 8.49$$

Si cumple

Criterio 2016 - Alta ductilidad

AISC 341-16. Tabla D1.1

$$\frac{b_{fa}}{2t_{fa}} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_{ya} F_{ya}}}$$
$$\lambda_{ala_max} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_{ya} F_{ya}}} = 7.39$$

Si cumple

Para el alma

$$\lambda_{alma} = \frac{h_a}{t_{wa}} = 13.00 \quad \text{Esbeltez del alma del arriostramiento}$$

Criterio 2010 - Alta ductilidad

AISC 341-10. Tabla D1.1

$$\frac{h_a}{t_{wa}} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}}$$
$$\lambda_{alma_max} = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} = 42.14$$

Si cumple

Criterio 2016 - Alta ductilidad

AISC 341-16. Tabla D1.1

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_{ya} F_{ya}}}$$
$$\lambda_{alma_max} = 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_{ya} F_{ya}}} = 36.26$$

Si cumple

○ REVISIÓN DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ

$$\left(\frac{KL}{r} < 200\right) \quad \text{AISC 341-10. Sección F2.5b(1) / AISC 341-16. Sección F2.5b(a)}$$

Factor de longitud libre

$$F_{la} = 0.80$$

Radio de giro menor

$$r_{ya} = 4.05 \quad (\text{cm})$$

Longitud libre del arriostramiento

$$L_{ba} = F_{la} L_a = 3.60 \quad (\text{m})$$

Factor de longitud efectiva

$$K = 1$$

$$\frac{KL_{ba}}{r_{ya}} = 89.00 \quad \text{Si cumple}$$

○ FUERZAS AXIALES

Caso de Carga	PP (KN)
PP	40.24
SCP	45.16
CV	36.83
CVR	14.73
NLx_PP	0.00
NLx_SCP	0.00

Caso de Carga	PP (KN)
NLx_CV	0.00
NLy_PP	2.01
NLy_SCP	2.09
NLy_CV	1.69
SH	537.93

○ FUERZAS ÚLTIMAS

Comb. de Carga	PP (KN)
UDStIS1	119.55
UDStIS2	119.55
UDStIS3	125.29
UDStIS4	113.81
UDStIS5	161.39

Comb. de Carga	PP (KN)
UDStIS6	161.39
UDStIS7	169.02
UDStIS8	153.76
UDStIS9	683.72
UDStIS10	-489.67

○ FUERZAS AXIALES DE DISEÑO

$$P_{u_comp} = 683.72 \quad (\text{KN}) \quad \text{Fuerza axial de diseño a compresión}$$

$$P_{u_tracc} = -489.67 \quad (\text{KN}) \quad \text{Fuerza axial de diseño a tensión}$$

○ RESISTENCIA A COMPRESIÓN

Cálculo de la esbeltez máxima

Factor de longitud efectiva

$$K = 1.00$$

Longitud libre

$$L_{ba} = 3.60 \text{ (m)}$$

Esbeltez máxima

$$E_{\max} = \frac{KL_{ba}}{r_{ya}} = 89.00$$

Cálculo del esfuerzo de pandeo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{E_{\max}^2} = 249.21 \text{ (MPa)}$$

AISC 360-10. Ecuación E3-4 /

AISC 360-16. Ecuación E3-4

Cálculo de la tensión crítica de pandeo

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} = 133.22$$

AISC 360-10. Ecuación E3-2 / AISC 360-16. Ecuación E3-2

$$\text{Si } E_{\max} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} \text{ usar } F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_{ya}}{F_e}}\right) * F_{ya} = 164.28 \text{ (MPa)}$$

AISC 360-10. Ecuación E3-3 / AISC 360-16. Ecuación E3-3

$$\text{Si } E_{\max} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} \text{ usar } F_{cr} = 0.877 * F_e = 218.55 \text{ (MPa)}$$

$$F_{cr} = 164.28 \text{ (MPa) Tensión crítica de pandeo}$$

Cálculo de la capacidad del arriostramiento a compresión

AISC 360-10. Ecuación E3-1 / AISC 360-16. Ecuación E3-1

$$P_n = F_{cr} A_a = 892.04 \text{ (KN) Resistencia nominal a compresión}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Factor de minoración}$$

$$\phi P_n = 802.84 \text{ (KN) Resistencia minorada a compresión}$$

○ RESISTENCIA A TRACCIÓN

AISC 360-10. Ecuación D2-1 / AISC 360-16. Ecuación D2-1

$$P_y = A_a F_{ya} = 1357.50 \quad (\text{KN}) \quad \text{Resistencia a tracción del arriostramiento}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración para resistencia a tracción}$$

$$\phi P_y = 1221.75 \quad (\text{KN}) \quad \text{Resistencia a tracción minorada del arriostramiento}$$

○ RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD

Relación Demanda/Capacidad a Compresión

$$\frac{P_{u_comp}}{\phi P_n} = 0.852 \quad \text{Si cumple}$$

Relación Demanda/Capacidad a Tracción

$$\frac{|P_{u_tracc}|}{\phi P_y} = 0.401 \quad \text{Si cumple}$$

EJEMPLO - CÁLCULO DE RESISTENCIAS ESPERADAS

• GEOMETRÍA DEL PÓRTICO

Altura de piso

$$H = 3.4 \text{ (m)}$$

Longitud de cada tramo

$$L = 5.9 \text{ (m)}$$

Longitud del arriostramiento

$$L_a = \sqrt{H^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} = 4.50 \text{ (m)}$$

Ángulo del arriostramiento

$$\theta = \operatorname{atan}\left(\frac{0.5L}{H}\right) = 40.95 \text{ (deg)}$$

• PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Tensión cedente del arriostramiento

$$F_{ya} = 250 \text{ (MPa)}$$

Factor de sobre-resistencia del arriostramiento

$$R_{ya} = 1.5$$

Módulo de elasticidad

$$E = 200000 \text{ (MPa)}$$

• DEFINICIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO

Datos

HEB160

Inercia en "X"

$$I_{xa} = 2492 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Area gruesa

$$A_a = 54.3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Inercia en "Y"

$$I_{ya} = 889 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Cálculos

Radio de giro en X

$$r_{xa} = \sqrt{\frac{I_{xa}}{A_a}} = 6.77 \text{ (cm)}$$

Radio de giro en Y

$$r_{ya} = \sqrt{\frac{I_{ya}}{A_a}} = 4.05 \text{ (cm)}$$

• CÁLCULO LONGITUD LIBRE DEL ARRIOSTRAMIENTO

Factor de longitud libre

$$F_{la} = 0.80$$

Longitud libre del arriostramiento

$$L_{ba} = F_{la} L_a = 3.60 \text{ (m)}$$

• RESISTENCIAS ESPERADAS A COMPRESIÓN Y POST-PANDEO

Cálculo de la esbeltez máxima

Factor de longitud efectiva

$$K = 1$$

Longitud libre

$$L_{ba} = 3.60 \text{ (m)}$$

Esbeltez máxima

$$E_{\max} = \frac{KL_{ba}}{r_{ya}} = 89.00$$

Cálculo del esfuerzo de pandeo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{E_{\max}^2} = 249.21 \text{ (MPa)}$$

*AISC 360-10. Ecuación E3-4 /
AISC 360-16. Ecuación E3-4*

Cálculo de la tensión crítica de pandeo

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{R_{ya} F_{ya}}} = 108.77$$

$$\text{Si } E_{\max} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{R_{ya} F_{ya}}} \text{ usar } F_{cre} = \left(0.658^{\frac{R_{ya} F_{ya}}{F_e}}\right) * R_{ya} * F_{ya} = 199.8 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Si } E_{\max} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{R_{ya} F_{ya}}} \text{ usar } F_{cre} = 0.877 * F_e = 218.6 \text{ (MPa)}$$

$$F_{cre} = 199.8 \text{ (MPa)} \quad \textit{Tensión crítica esperada de pandeo}$$

Cálculo de la resistencia esperada a compresión y post-compresión

AISC 341-10. Sección F2.3 / AISC 341-16. Sección F2.3

$$P_n = 1.14 F_{cre} A_a \leq R_{ya} F_{ya} A_a$$

$$P_{n_1} = 1.14 F_{cre} A_a = 1236.5 \text{ (KN)}$$

$$P_{n_2} = R_{ya} F_{ya} A_a = 2036.25 \text{ (KN)}$$

$$P_n = 1236.5 \text{ (KN)} \quad \textit{Resistencia a compresión del arriostramiento}$$

$$P_{\text{residual}} = 0.30 P_n = 371.0 \text{ (KN)} \quad \textit{Resistencia post-pandeo del arriostramiento}$$

• RESISTENCIA ESPERADA A TRACCIÓN

$$P_v = A_a F_{va} R_{va} = 2036.3 \text{ (KN)}$$

Resistencia a tracción del arriostramiento

4.4.1.2. COLUMNA

En la figura 62 se muestran las relaciones demanda/capacidad de los elementos estructurales del pórtico 2 obtenidas del Etabs; se resalta el resultado obtenido para una columna cuyo diseño será verificado con una hoja de cálculo de Excel, dicha verificación se encuentra desde la página 74 hasta la 90, donde se detalla el procedimiento paso a paso del diseño de la columna.



Figura 62 - D/C de columna en ETABS

SCBF_COLUMNNA - DATOS GENERALES

• GEOMETRÍA DEL PÓRTICO

Altura de piso

$$H = 3.40 \text{ (m)}$$

Longitud de cada tramo

$$L = 5.35 \text{ (m)}$$

Longitud del arriostramiento

$$L_a = \sqrt{H^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} = 4.33 \text{ (m)}$$

Ángulo del arriostramiento

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{0.5L}{H}\right) = 38.19 \text{ (deg)}$$

• PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Tensión cedente de la columna

$$F_{yc} = 250 \text{ (MPa)}$$

Factor de sobre-resistencia de la columna

$$R_{yc} = 1.5$$

Módulo de elasticidad

$$E = 200000 \text{ (MPa)}$$

• DEFINICIÓN DE PERFILES A UTILIZAR

Viga a utilizar

IPE450

$$d_b = 450 \text{ (mm)} \quad \text{Altura de la sección}$$

Columna a utilizar

HEB600

Altura de la sección

$$d_c = 600 \text{ (mm)}$$

Area gruesa

$$A_c = 270 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Ancho del ala

$$b_{fc} = 300 \text{ (mm)}$$

Módulo elástico "X"

$$S_{xc} = 5700 \text{ (cm}^3\text{)}$$

Espesor del ala

$$t_{fc} = 30 \text{ (mm)}$$

Módulo plástico "X"

$$Z_{xc} = 6425 \text{ (cm}^3\text{)}$$

Espesor del alma

$$t_{wc} = 15.5 \text{ (mm)}$$

Módulo plástico "Y"

$$Z_{yc} = 1391 \text{ (cm}^3\text{)}$$

Radio de curvatura

$$r_c = 27 \text{ (mm)}$$

Inercia en "X"

$$I_{xc} = 171000 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Constante torsional de St. Venant

$$J_c = 677 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Inercia en "Y"

$$I_{yc} = 13530 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Cálculos

Radio de giro en X

$$r_{xc} = \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_c}} = 25.17 \text{ (cm)}$$

Radio de giro en Y

$$r_{yc} = \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c}} = 7.08 \text{ (cm)}$$

Constante de torsión de alabeo

$$C_{wc} = t_{fc} h_{oc}^2 \frac{b_{fc}^3}{24} = 10965375 \text{ (cm}^6\text{)}$$

Distancia entre centroides de las alas

$$h_{oc} = d_c - t_{fc} = 570.0 \text{ (mm)}$$

espesor del ala + curvatura

$$k_c = t_{fc} + r_c = 57.0 \text{ (mm)}$$

Altura libre del alma

$$h_c = d_c - 2k_c = 486.0 \text{ (mm)}$$

• DISEÑO SISMORRESISTENTE DE LA COLUMNA

○ ESFUERZOS POR CASO DE CARGA

Caso Carga	PP (KN)	M33 (KN*m)	M22 (KN*m)
PP	336.5	0.72	0.05
SCP	364.1	0.97	0.07
CV	294.5	0.80	0.06
CVR	117.8	0.32	0.02
NLx_PP	3.3	0.73	0.00
NLx_SCP	3.1	0.75	0.00

Caso Carga	PP (KN)	M33 (KN*m)	M22 (KN*m)
NLx_CV	2.4	0.61	0.00
NLy_PP	0.0	0.00	0.10
NLy_SCP	0.0	0.01	0.10
NLy_CV	0.0	0.00	0.08
SH	1168.6	206.28	25.30

○ FUERZAS AXIALES Y MOMENTOS ÚLTIMOS

Comb carga	PP (KN)	M33 (KN*m)	M22 (KN*m)
UDStIS1	989.9	4.45	0.16
UDStIS2	971.9	0.29	0.16
UDStIS3	980.9	2.38	0.44
UDStIS4	980.9	2.35	-0.13
UDStIS5	1323.5	6.06	0.22

Comb carga	PP (KN)	M33 (KN*m)	M22 (KN*m)
UDStIS6	1300.3	0.55	0.22
UDStIS7	1311.9	3.32	0.60
UDStIS8	1311.9	3.29	-0.15
UDStIS9	2361.7	209.19	25.50
UDStIS10	1564.6	207.24	25.37

○ REVISIÓN DEL PANDEO LOCAL

Para las alas

$$\lambda_{ala} = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = 5.00 \quad \text{Esbeltez del ala de la columna}$$

Criterio 2010 - Alta ductilidad**AISC 341-10. Tabla D1.1**

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$\lambda_{ala_max} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 8.49$$

Si cumple**Criterio 2016 - Alta ductilidad****AISC 341-16. Tabla D1.1**

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_{yc}F_{yc}}}$$

$$\lambda_{ala_max} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_{yc}F_{yc}}} = 7.39$$

Si cumple**Para el alma***Esbeltez del alma de la columna*

$$\lambda_{alma} = \frac{h_c}{t_{wc}} = 31.35$$

Fuerza axial actuante máxima

$$P_{uc_max} = 2361.7 \text{ (KN)}$$

Resistencia cedente axial

$$P_{yc} = A_c * F_{yc} = 6750.0 \text{ (KN)}$$

Factor de minoración

$$\phi = 0.9$$

Criterio 2010 - Alta ductilidad**AISC 341-10. Tabla D1.1**

$$C_a = \frac{P_{uc_max}}{\phi P_{yc}}$$

Para $C_a \leq 0.125$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} (1 - 0.93C_a)$$

Para $C_a > 0.125$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} (2.93 - C_a) \geq \dots$$

$$\dots \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$C_a = \frac{P_{uc_max}}{\phi P_{yc}} = 0.389$$

Criterio 2016 - Alta ductilidad**AISC 341-16. Tabla D1.1**

$$C_a = \frac{P_{uc_max}}{\phi R_{yc} P_{yc}}$$

Para $C_a \leq 0.114$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yc}F_{yc}}} (1 - 1.04C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_{yc}F_{yc}}} (2.68 - C_a) \geq \dots$$

$$\dots \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yc}F_{yc}}}$$

$$C_a = \frac{P_{uc_max}}{R_{yc} \phi P_{yc}} = 0.259$$

Para $C_a \leq 0.125$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} (1 - 0.93C_a) = 44.24$$

Para $C_a > 0.125$

El mayor valor de:

$$0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} (2.93 - C_a) = 55.35$$

$$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 42.14$$

$$\lambda_{alma_max} = 55.35$$

Si cumple

Para $C_a \leq 0.114$

$$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yc}F_{yc}}} (1 - 1.04C_a) = 43.35$$

Para $C_a > 0.114$

El mayor valor de:

$$0.88 \sqrt{\frac{E}{R_{yc}F_{yc}}} (2.68 - C_a) = 49.20$$

$$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yc}F_{yc}}} = 36.26$$

$$\lambda_{alma_max} = 49.20$$

Si cumple

○ RESISTENCIA A COMPRESIÓN

Cálculo de la esbeltez máxima

Factor de longitud efectiva

$$K = 1.0$$

Longitud libre

$$L_{bc} = H - d_b = 2.95 \text{ (m)}$$

Esbeltez máxima

$$E_{max} = \frac{KL_{bc}}{r_{yc}} = 41.67$$

Cálculo del esfuerzo de pandeo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{E_{max}^2} = 1136.6 \text{ (MPa)}$$

AISC 360-10. Ecuación E3-4 /

AISC 360-16. Ecuación E3-4

Cálculo de la tensión crítica de pandeo

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 133.22$$

AISC 360-10. Ecuación E3-2 / AISC 360-16. Ecuación E3-2

$$\text{Si } E_{max} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \text{ usar } F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_{yc}}{F_e}}\right) * F_{yc} = 228.01 \text{ (MPa)}$$

AISC 360-10. Ecuación E3-3 / AISC 360-16. Ecuación E3-3

$$\text{Si } E_{\max} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} \text{ usar } F_{cr} = 0.877 * F_e = 996.83 \text{ (MPa)}$$

$$F_{cr} = 228.01 \text{ (MPa)} \quad \text{Tensión crítica de pandeo}$$

Cálculo de la capacidad de la columna a compresión

AISC 360-10. Ecuación E3-1 / AISC 360-16. Ecuación E3-1

$$P_n = F_{cr} A_c = 6156.34 \text{ (KN)} \quad \text{Resistencia nominal a compresión}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi P_n = 5540.71 \text{ (KN)} \quad \text{Resistencia minorada a compresión}$$

○ RESISTENCIA A FLEXIÓN (Eje Fuerte)

Definición de C_b

$$C_b = 1.65$$

Cálculo de longitudes características

AISC 360-10. Ecuación F2-7 "User Note" / AISC 360-16. Ecuación F2-7

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_{yc} h_{oc}}{2 S_{xc}}} = 8.225 \text{ (cm)}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-8a / AISC 360-16. Ecuación F2-8a

$$c = 1 \quad \text{Para perfiles Doble T}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-5 / AISC 360-16. Ecuación F2-5

$$L_p = 1.76 r_{yc} \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 3.524 \text{ (m)} \quad \text{Longitud límite de comportamiento plástico}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-6 / AISC 360-16. Ecuación F2-6

$$L_r = 1.95r_{ts} * \frac{E}{0.7F_{yc}} * \sqrt{\frac{J_c c}{S_{xc} h_{oc}} + \sqrt{\left(\frac{J_c c}{S_{xc} h_{oc}}\right)^2 + 6.76 * \left(0.70 * \frac{F_{yc}}{E}\right)^2}} = 13.18 \quad (\text{m})$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

Cálculo de Momento Plástico y Tensión Crítica

AISC 360-10. Ecuación F2-1 / AISC 360-16. Ecuación F2-1

Momento plástico

$$M_p = Z_{xc} F_{yc} = 1606.25 \quad (\text{KN*m})$$

Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral elástico

$$M_r = 0.7 S_{xc} F_{yc} = 997.50 \quad (\text{KN*m})$$

AISC 360-10. Ecuación F2-4 / AISC 360-16. Ecuación F2-4

Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional elástico

$$F_{cr} = C_b \pi^2 * \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J_c c}{S_{xc} * h_{oc}} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 2783971 \quad (\text{KN/m}^2)$$

Cálculo de la capacidad de la columna a flexión

Si $L_b \leq L_p$ usar $M_n = M_p$

$$M_n = 1606.25 \quad (\text{KN*m})$$

AISC 360-10. Ecuación F2-2 / AISC 360-16. Ecuación F2-2

Si $L_p < L_b \leq L_r$ usar $M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 S_{xc} F_{yc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$

$$M_n = 1606.25 \quad (\text{KN*m})$$

AISC 360-10. Ecuación F2-3 / AISC 360-16. Ecuación F2-3

Si $L_b > L_r$ usar $M_n = S_x F_{cr} \leq M_p$

$$M_n = 1606.25 \quad (\text{KN*m})$$

Dado que: $L_b \leq L_p$

$$M_{n_1} = 1606.25 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \text{Resistencia nominal a flexión}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi M_{n_1} = 1445.63 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \text{Resistencia minorada a flexión}$$

○ RESISTENCIA A FLEXIÓN (Eje Débil)

Cálculo de Momento Plástico

$$M_p = Z_{yc} F_{yc} = 347.75 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \text{Momento plástico}$$

Cálculo de la capacidad de la columna a flexión

$$\phi M_{n_2} = \phi M_p = 312.98 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \text{Resistencia minorada a flexión}$$

○ RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD

AISC 360-10. Ecuación H1-1a y H1-1b / AISC 360-16. Ecuación H1-1a y H1-

$$\begin{array}{l} \text{Resistencia a compresión} \\ \phi M_{n_1} = 1445.63 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Resistencia a compresión} \\ \phi P_n = 5540.71 \quad (\text{KN}) \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Resistencia a flexión en el eje menor} \\ \phi M_{n_2} = 312.98 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \end{array}$$

Para la combinación 1

$$M_{u_1} = 4.45 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 989.89 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 0.16 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.179$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.093$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.182$$

$$I = 0.093 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 2

$$M_{u_1} = 0.29 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 971.91 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 0.16 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.175$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.088$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.176$$

$$I = 0.088 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 3

$$M_{u_1} = 2.38 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 980.91 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 0.44 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.177$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.092$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.180$$

$$I = 0.092 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 4

$$M_{u_1} = 2.35 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 980.89 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = -0.13 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.177$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.090$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.178$$

$$I = 0.090 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 5

$$M_{u_1} = 6.06 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 1323.5 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 0.22 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.239$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.124$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.243$$

$$I = 0.243 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 6

$$M_{u_1} = 0.55 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 1300.3 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 0.22 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.235$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.118$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.236$$

$$I = 0.236 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 7

$$M_{u_1} = 3.32 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 1311.9 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 0.60 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.237$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.123$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.241$$

$$I = 0.241 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 8

$$M_{u_1} = 3.29 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 1311.9 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = -0.15 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.237$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.120$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.238$$

$$I = 0.238 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 9

$$M_{u_1} = 209.19 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 2361.7 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 25.50 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.426$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.439$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.627$$

$$I = 0.627 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 10

$$M_{u_1} = 207.24 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 1564.6 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 25.37 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.282$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.366$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.482$$

$$I = 0.482 \quad \text{Si cumple}$$

● REVISIÓN ESPECIAL DE LA COLUMNA

○ DEFINICIÓN DEL ANÁLISIS

La carga sísmica amplificada para el cálculo de las solicitaciones sobre las columnas se debe determinar como el mayor valor obtenido entre los siguientes casos:

Caso A:

AISC 341-10. Sección F2.3(i) / AISC 341-16. Sección F2.3(a)

Un análisis en el que se asume que todos los arriostramientos resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en compresión o en tracción.

Caso B:

AISC 341-10. Sección F2.3(ii) / AISC 341-16. Sección F2.3(b)

Un análisis en el que se asume que todos los arriostramientos en tracción resistan fuerzas correspondientes a su resistencia esperada, y que todos los arriostramientos en compresión resistan su resistencia esperada post-pandeo.

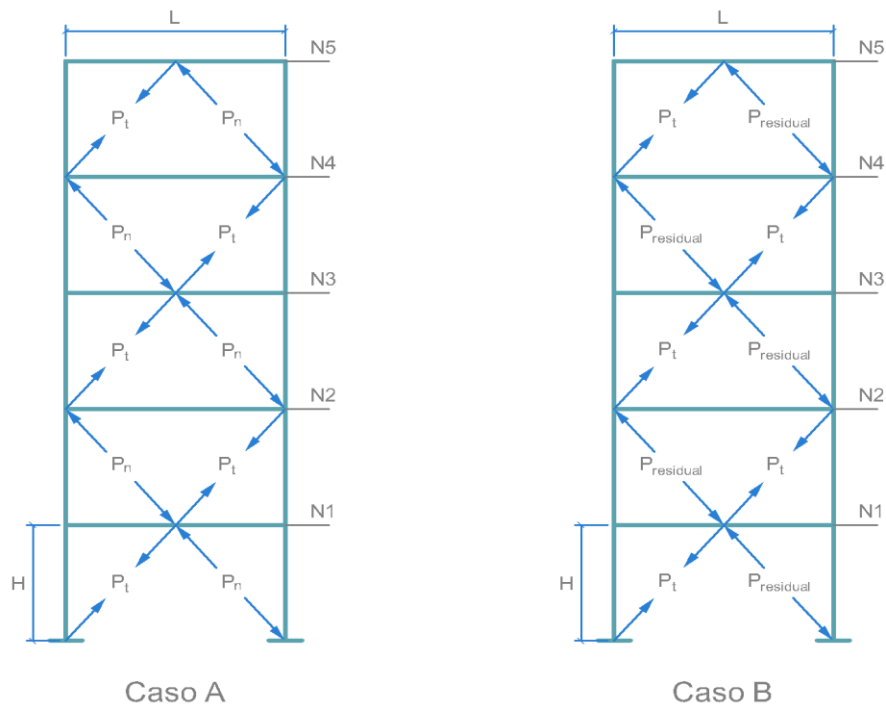


Figura 63 - Análisis para determinar la carga sísmica amplificada en las columnas

○ RESISTENCIA ESPERADA DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS

Arriostramiento - N1

$$P_{y_N1} = 2036.3 \text{ (KN)} \quad A \text{ tracción}$$

$$P_{n_N1} = 1297.4 \text{ (KN)} \quad A \text{ compresión}$$

$$P_{\text{residual_N1}} = 389.2 \text{ (KN)} \quad \text{Post-pandeo}$$

Arriostramiento - N2

$$P_{y_N2} = 2036.3 \text{ (KN)} \quad A \text{ tracción}$$

$$P_{n_N2} = 1297.4 \text{ (KN)} \quad A \text{ compresión}$$

$$P_{\text{residual_N2}} = 389.2 \text{ (KN)} \quad \text{Post-pandeo}$$

Arriostramiento - N3

$$P_{y_N3} = 1612.5 \text{ (KN)} \quad A \text{ tracción}$$

$$P_{n_N3} = 873.0 \text{ (KN)} \quad A \text{ compresión}$$

$$P_{\text{residual_N3}} = 261.9 \text{ (KN)} \quad \text{Post-pandeo}$$

Arriostramiento - N4

$$P_{y_N4} = 1612.5 \text{ (KN)} \quad A \text{ tracción}$$

$$P_{n_N4} = 873.0 \text{ (KN)} \quad A \text{ compresión}$$

$$P_{\text{residual_N4}} = 261.9 \text{ (KN)} \quad \text{Post-pandeo}$$

Arriostramiento - N5

$$P_{y_N5} = 1275.0 \text{ (KN)} \quad A \text{ tracción}$$

$$P_{n_N5} = 523.9 \text{ (KN)} \quad A \text{ compresión}$$

$$P_{\text{residual_N5}} = 157.2 \text{ (KN)} \quad \text{Post-pandeo}$$

○ COMPRESIÓN ESPERADA EN LA COLUMNA

Caso A

Carga resultante en el nivel 1

$$P_{N1} = \left[\frac{(P_{y_N1} + P_{n_N2} - P_{n_N1} - P_{y_N2}) \cos(\theta)}{2} \right] = 0.00 \quad (\text{KN})$$

Carga resultante en el nivel 3

$$P_{N3} = \left[\frac{(P_{y_N3} + P_{n_N4} - P_{n_N3} - P_{y_N4}) \cos(\theta)}{2} \right] = 0.00 \quad (\text{KN})$$

Carga resultante en el nivel 5

$$P_{N5} = \left[\frac{(P_{y_N5} - P_{n_N5}) \cos(\theta)}{2} \right] = 295.14 \quad (\text{KN})$$

$$P_{Emh_a} = (P_{y_N2} + P_{n_N3} + P_{y_N4} + P_{n_N5}) \cos(\theta) + P_{N1} + P_{N3} + P_{N5} = 4260.6 \quad (\text{KN})$$

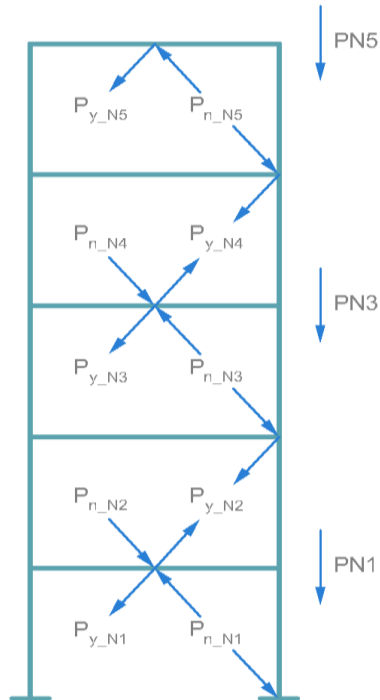


Figura 64 - Diagrama para determinar la fuerza de compresión en la columna - Caso A

Caso B

Carga resultante en el nivel 1

$$P_{N1} = \left[\frac{(P_{y_N1} + P_{\text{residual_N2}} - P_{\text{residual_N1}} - P_{y_N2}) \cos(\theta)}{2} \right] = 0.00 \quad (\text{KN})$$

Carga resultante en el nivel 3

$$P_{N3} = \left[\frac{(P_{y_N3} + P_{\text{residual_N4}} - P_{\text{residual_N3}} - P_{y_N4}) \cos(\theta)}{2} \right] = 0.00 \quad (\text{KN})$$

Carga resultante en el nivel 5

$$P_{N5} = \left[\frac{(P_{y_N5} - P_{\text{residual_N5}}) \cos(\theta)}{2} \right] = 439.26 \quad (\text{KN})$$

$$P_{\text{Emh_a}} = (P_{y_N2} + P_{\text{residual_N3}} + P_{y_N4} + P_{\text{residual_N5}}) \cos(\theta) + P_{N1} + P_{N3} + P_{N5} = 3636.2 \quad (\text{KN})$$

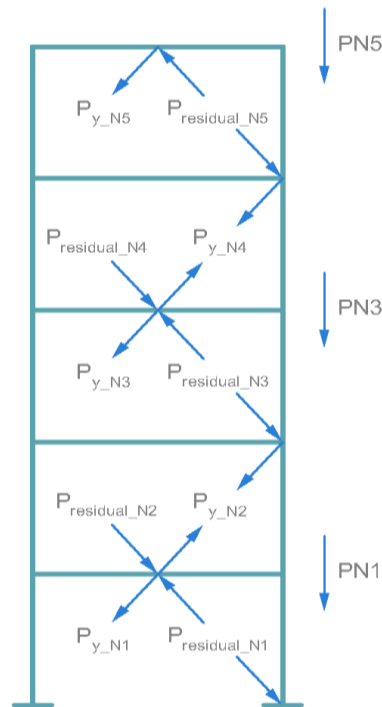


Figura 65 - Diagrama para determinar la fuerza de compresión en la columna - Caso B

Carga a compresión sobre la columna

$$P_{\text{Emh}} = 4260.6 \quad (\text{KN})$$

○ TRACCIÓN ESPERADA EN LA COLUMNA

Caso A

Carga resultante en el nivel 1

$$P_{N1} = \left[\frac{(P_{y_N1} + P_{n_N2} - P_{n_N1} - P_{y_N2}) \cos(\theta)}{2} \right] = 0.00 \text{ (KN)}$$

Carga resultante en el nivel 3

$$P_{N3} = \left[\frac{(P_{y_N3} + P_{n_N4} - P_{n_N3} - P_{y_N4}) \cos(\theta)}{2} \right] = 0.00 \text{ (KN)}$$

Carga resultante en el nivel 5

$$P_{N5} = \left[\frac{(P_{y_N5} - P_{n_N5}) \cos(\theta)}{2} \right] = 295.14 \text{ (KN)}$$

$$T_{Emh_a} = (-P_{n_N2} - P_{y_N3} - P_{n_N4} - P_{y_N5}) \cos(\theta) + P_{N1} + P_{N3} + P_{N5} = -3680.0 \text{ (KN)}$$

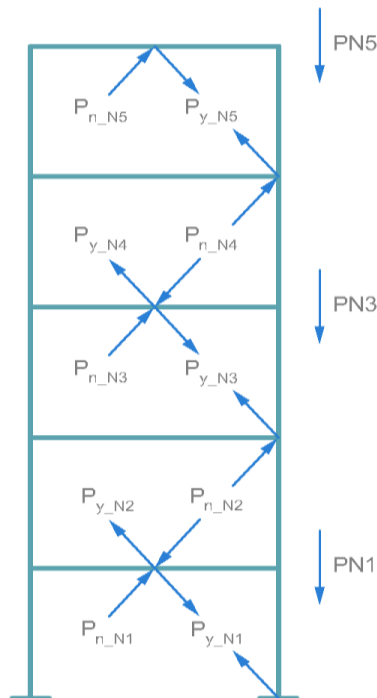


Figura 66 - Diagrama para determinar la fuerza de tensión en la columna - Caso A

Caso B

Carga resultante en el nivel 1

$$P_{N1} = \left[\frac{(P_{y_N1} + P_{\text{residual_N2}} - P_{\text{residual_N1}} - P_{y_N2}) \cos(\theta)}{2} \right] = 0.00 \text{ (KN)}$$

Carga resultante en el nivel 3

$$P_{N3} = \left[\frac{(P_{y_N3} + P_{\text{residual_N4}} - P_{\text{residual_N3}} - P_{y_N4}) \cos(\theta)}{2} \right] = 0.00 \text{ (KN)}$$

Carga resultante en el nivel 5

$$P_{N5} = \left[\frac{(P_{y_N5} - P_{\text{residual_N5}}) \cos(\theta)}{2} \right] = 439.26 \text{ (KN)}$$

$$T_{\text{Emh_a}} = (-P_{\text{residual_N2}} - P_{y_N3} - P_{\text{residual_N4}} - P_{y_N5}) \cos(\theta) + P_{N1} + P_{N3} + P_{N5} = -2341.8 \text{ (KN)}$$

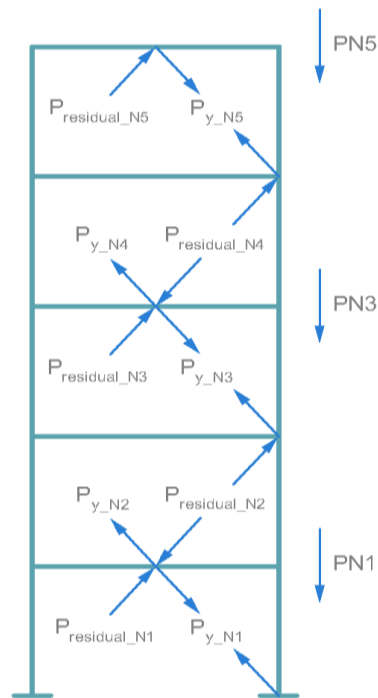


Figura 67 - Diagrama para determinar la fuerza de tensión en la columna - Caso B

Carga a tensión sobre la columna

$$T_{\text{Emh}} = -3680.0 \text{ (KN)}$$

○ DEMANDA AXIAL REQUERIDA EN LA COLUMNA

Condición 1

La resistencia requerida a compresión de la columna se obtiene según las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada calculada por los diagramas de fuerzas anteriores:

$$P_{u_comp_1} = (1.2 + 0.2S_{DS})(P_{PP} + P_{SCP}) + P_{CV} + P_{Emh} = 5453.76 \quad (\text{KN})$$

$$P_{u_tracc_1} = (0.9 - 0.2S_{DS})(P_{PP} + P_{SCP}) + T_{Emh} = -3283.99 \quad (\text{KN})$$

Condición 2

A continuación se muestra la resistencia requerida calculada usando las combinaciones de carga con la carga sísmica amplificada por el factor de sobrerresistencia omega, cabe mencionar que el Etabs realiza la revisión de la relación demanda/capacidad mediante este cálculo:

$$P_{u_comp_2} = (1.2 + 0.2S_{DS})(P_{PP} + P_{SCP}) + P_{CV} + \Omega_0 P_{SH} = 3530.32 \quad (\text{KN})$$

$$P_{u_tracc_2} = (0.9 - 0.2S_{DS})(P_{PP} + P_{SCP}) - \Omega_0 P_{SH} = -1941.19 \quad (\text{KN})$$

○ RESISTENCIA AXIAL DE LA COLUMNA

$$\phi P_n = 0.9F_{cr}A_c = 5540.71 \quad (\text{KN}) \quad \text{Resistencia a compresión}$$

$$\phi P_y = 0.9F_{yc}A_c = 6075.00 \quad (\text{KN}) \quad \text{Resistencia a tracción}$$

○ DEMANDA/CAPACIDAD BAJO CARGAS AXIALES

Condición 1

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.984 \quad \text{Si cumple}$$

$$\frac{|T_u|}{\phi P_y} = 0.541 \quad \text{Si cumple}$$

Condición 2

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.637 \quad \text{Si cumple}$$

$$\frac{|T_u|}{\phi P_y} = 0.320 \quad \text{Si cumple}$$

4.4.1.3. VIGA INTERCEPTADA POR LOS ARRIOSTRAMIENTOS, NIVEL 5

En la figura 68 se muestran las relaciones demanda/capacidad de los elementos estructurales del pórtico A obtenidas del Etabs; se resalta el resultado obtenido para una viga cuyo diseño será verificado con una hoja de cálculo de Excel, dicha verificación se encuentra desde la página 92 hasta la 101, donde se detalla el procedimiento paso a paso del diseño de la viga.

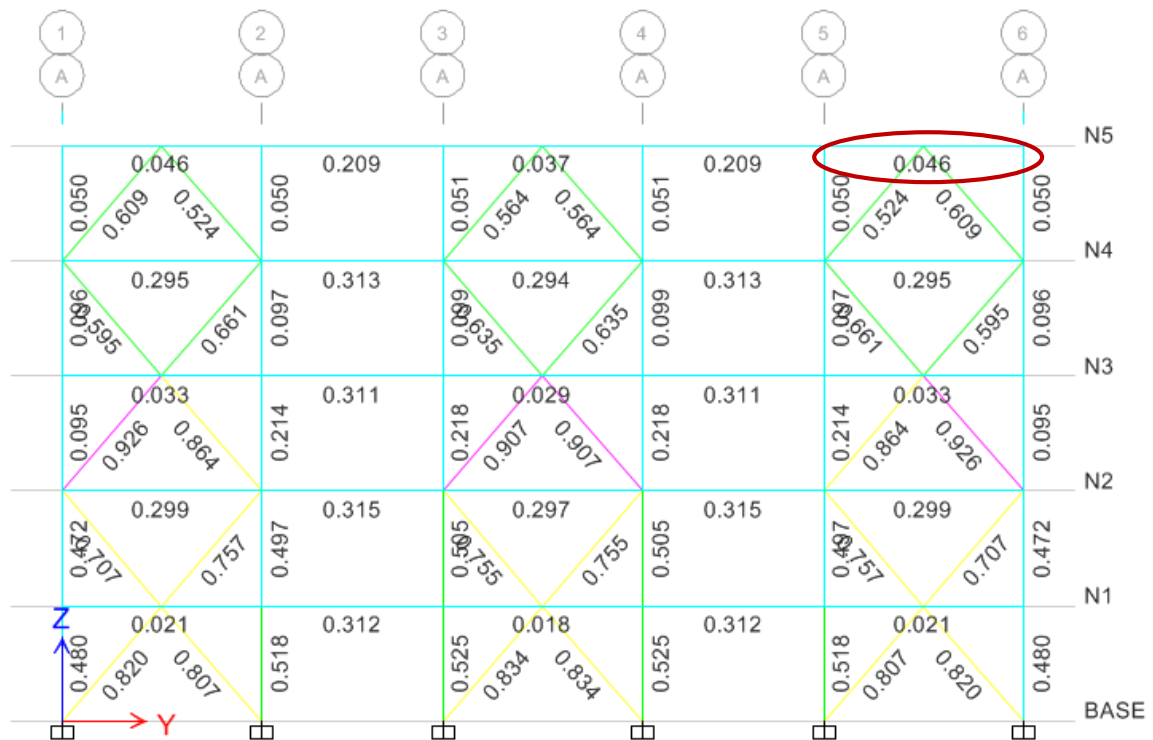


Figura 68 - D/C en ETABS

SCBF_VIGA - DATOS GENERALES

• GEOMETRÍA DEL PÓRTICO

Altura de piso

$$H = 3.4 \text{ (m)}$$

Longitud de cada tramo

$$L = 5.9 \text{ (m)}$$

Número de soportes laterales

$$N = 1$$

Longitud no soporta de viga principal

$$L_b = \frac{L}{N + 1} = 2.95 \text{ (m)}$$

Longitud del arriostramiento

$$L_a = \sqrt{H^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} = 4.50 \text{ (m)}$$

Ángulo del arriostramiento

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{0.5L}{H}\right) = 40.95 \text{ (deg)}$$

• PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Tensión cedente de la viga

$$F_{yb} = 250 \text{ (MPa)}$$

Factor de sobre-resistencia de la viga

$$R_{yb} = 1.5$$

Módulo de elasticidad

$$E = 200000 \text{ (MPa)}$$

• DEFINICIÓN DE VIGA A UTILIZAR

Datos

IPE450

Altura de la sección

$$d_b = 450 \text{ (mm)}$$

Area gruesa

$$A_b = 98.8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Ancho del ala

$$b_{fb} = 190 \text{ (mm)}$$

Módulo elástico "X"

$$S_{xb} = 1500 \text{ (cm}^3\text{)}$$

Espesor del ala

$$t_{fb} = 14.6 \text{ (mm)}$$

Módulo plástico "X"

$$Z_{xb} = 1702 \text{ (cm}^3\text{)}$$

Espesor del alma

$$t_{wb} = 9.4 \text{ (mm)}$$

Inercia en "X"

$$I_{xb} = 33740 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Radio de curvatura

$$r_b = 21 \text{ (mm)}$$

Inercia en "Y"

$$I_{yb} = 1676 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Constante torsional de St. Venant

$$J_b = 66.7 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Cálculos

Radio de giro en X

$$r_{xb} = \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} = 18.48 \text{ (cm)}$$

Radio de giro en Y

$$r_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} = 4.12 \text{ (cm)}$$

Constante de torsión de alabeo

$$C_{wb} = t_{fb} h_{ob}^2 \frac{b_{fb}^3}{24} = 791005 \text{ (cm}^6\text{)}$$

Distancia entre centroides de las alas

$$h_{ob} = d_b - t_{fb} = 435.4 \text{ (mm)}$$

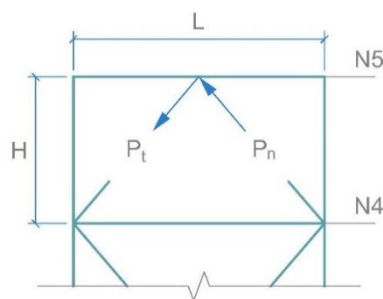
espesor del ala + curvatura

$$k_b = t_{fb} + r_b = 35.6 \text{ (mm)}$$

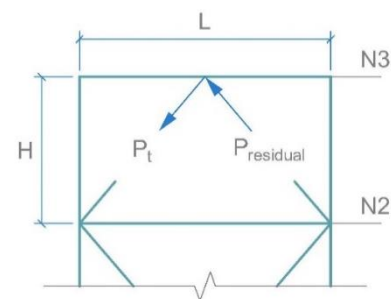
Altura libre del alma

$$h_b = d_b - 2k_b = 378.8 \text{ (mm)}$$

• REVISIÓN ESPECIAL DE LA VIGA



Caso A



Caso B

Figura 69 - Análisis para determinar la carga sísmica amplificada en la viga

○ ESFUERZOS POR CASO DE CARGA (CENTRO DE LA VIGA)

Caso	PP	M33	V22
PP	1.93	0.64	2.59
SCP	2.32	0.59	1.26
CV	1.88	0.37	0.79

Caso	PP	M33	V22
CVR	0.75	0.15	0.31
SH	71.35	0.76	0.27

○ RESISTENCIA ESPERADA DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS

Arriostramiento - N5

$$P_{y_N5} = 1275.0 \text{ (KN)} \quad \text{A tracción}$$

$$P_{residual_N5} = 145.18 \text{ (KN)} \quad \text{Post-pandeo}$$

$$P_{n_N5} = 483.94 \text{ (KN)} \quad \text{A compresión}$$

○ AXIAL, CORTE Y MOMENTO EN LA VIGA

Caso A

Carga vertical transmitida a la viga

$$P_{\text{ver}_a} = (P_{y_{N5}} - P_{n_{N5}}) * \cos(\theta) = 597.51 \text{ (KN)}$$

Carga horizontal transmitida a la viga

$$P_{\text{hor}_a} = (P_{y_{N5}} + P_{n_{N5}}) * \sin(\theta) = 1152.7 \text{ (KN)}$$

Fuerza axial transmitida a la viga

$$P_{\text{Emh}_a} = \frac{P_{\text{hor}_a}}{2} = 576.36 \text{ (KN)}$$

Momento transmitido a la viga

$$M_{\text{Emh}_a} = \frac{P_{\text{ver}_a} L}{4} = 881.32 \text{ (KN*m)}$$

Fuerza cortante transmitida a la viga

$$V_{\text{Emh}_a} = \frac{P_{\text{ver}_a}}{2} = 298.75 \text{ (KN)}$$

Caso B

Carga vertical transmitida a la viga

$$P_{\text{ver}_b} = (P_{y_{N5}} - P_{\text{residual}_{N5}}) * \cos(\theta) = 853.4 \text{ (KN)}$$

Carga horizontal transmitida a la viga

$$P_{\text{hor}_b} = (P_{y_{N5}} + P_{\text{residual}_{N5}}) * \sin(\theta) = 930.7 \text{ (KN)}$$

Fuerza axial transmitida a la viga

$$P_{\text{Emh}_b} = \frac{P_{\text{hor}_b}}{2} = 465.36 \text{ (KN)}$$

Momento transmitido a la viga

$$M_{\text{Emh}_b} = \frac{P_{\text{ver}_b} L}{4} = 1258.7 \text{ (KN*m)}$$

Fuerza cortante transmitida a la viga

$$V_{\text{Emh}_b} = \frac{P_{\text{ver}_b}}{2} = 426.69 \text{ (KN)}$$

○ SOLICITACIONES REQUERIDAS DE DISEÑO

Caso A

$$P_u = (1.2 + 0.2S_{DS})(P_{PP} + P_{SCP}) + P_{CV} + P_{Emh_a} = 584.77 \text{ (KN)}$$

$$V_u = (1.2 + 0.2S_{DS})(V_{PP} + V_{SCP}) + V_{CV} + V_{Emh_a} = 305.44 \text{ (KN)}$$

$$M_u = (1.2 + 0.2S_{DS})(M_{PP} + M_{SCP}) + M_{CV} + M_{Emh_a} = 883.58 \text{ (KN*m)}$$

Caso B

$$P_u = (1.2 + 0.2S_{DS})(P_{PP} + P_{SCP}) + P_{CV} + P_{Emh_b} = 473.76 \text{ (KN)}$$

$$V_u = (1.2 + 0.2S_{DS})(V_{PP} + V_{SCP}) + V_{CV} + V_{Emh_b} = 433.38 \text{ (KN)}$$

$$M_u = (1.2 + 0.2S_{DS})(M_{PP} + M_{SCP}) + M_{CV} + M_{Emh_b} = 1260.99 \text{ (KN*m)}$$

○ REVISIÓN DEL PANDEO LOCAL

Para las alas

$$\lambda_{ala} = \frac{b_{fb}}{2t_{fb}} = 6.51 \quad \text{Esbeltez del ala de la viga}$$

Criterio 2010 - Moderada ductilidad

AISC 341-10. Tabla D1.1

$$\frac{b_{fb}}{2t_{fb}} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$$

$$\lambda_{ala_max} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 10.75$$

Si cumple

Criterio 2016 - Alta ductilidad

AISC 341-16. Tabla D1.1

$$\frac{b_{fb}}{2t_{fb}} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_{yb}F_{yb}}}$$

$$\lambda_{ala_max} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_{yb}F_{yb}}} = 7.39$$

Si cumple

Para el alma

Esbeltez del alma de la viga

$$\lambda_{alma} = \frac{h_b}{t_{wb}} = 40.30$$

Fuerza axial última

$$P_{ub_max} = 584.77 \text{ (KN)}$$

Resistencia cedente axial de la viga

$$P_{yb} = A_b * F_{yb} = 2470 \text{ (KN)}$$

Factor de minoración

$$\phi = 0.9$$

Criterio 2010 - Moderada ductilidad**AISC 341-10. Tabla D1.1**

$$C_a = \frac{P_{uc_max}}{\phi P_{yb}}$$

Para $C_a \leq 0.125$

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} (1 - 2.75C_a)$$

Para $C_a > 0.125$

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} (2.33 - C_a) \geq \dots$$

$$\dots \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$$

$$C_a = \frac{P_{ub_max}}{\phi P_{yb}} = 0.263$$

Para $C_a \leq 0.125$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} (1 - 2.75C_a) = 29.42$$

Para $C_a > 0.125$

$$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} (2.33 - C_a) = 65.48$$

$$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 42.14$$

$$\lambda_{alma_max} = 65.48$$

Si cumple**Criterio 2016 - Alta ductilidad****AISC 341-16. Tabla D1.1**

$$C_a = \frac{P_{uc_max}}{\phi R_{yb} P_{yb}}$$

Para $C_a \leq 0.114$

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yb} F_{yb}}} (1 - 1.04C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_{yb} F_{yb}}} (2.68 - C_a) \geq \dots$$

$$\dots \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yb} F_{yb}}}$$

$$C_a = \frac{P_{uc_max}}{R_{yb} \phi P_{yb}} = 0.175$$

Para $C_a \leq 0.114$

$$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yb} F_{yb}}} (1 - 1.04C_a) = 48.53$$

Para $C_a > 0.114$

$$0.88 \sqrt{\frac{E}{R_{yb} F_{yb}}} (2.68 - C_a) = 50.90$$

$$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yb} F_{yb}}} = 36.26$$

$$\lambda_{alma_max} = 50.90$$

Si cumple○ **LONGITUD NO SOPORTADA**

$$L_{bviga} = 2.95 \text{ (m)} \quad \text{Longitud no soportada}$$

Criterio 2010**AISC 341-10. Ecuación D1-2**

$$L_{bmax} = 0.17 r_{yb} \frac{E}{F_{yb}} = 5.60 \text{ (m)}$$

Si cumple**Criterio 2016****AISC 341-16. Ecuación D1-2**

$$L_{bmax} = 0.19 r_{yb} \frac{E}{R_{yb} F_{yb}} = 4.17 \text{ (m)}$$

Si cumple

○ RESISTENCIA A COMPRESIÓN

Cálculo de la esbeltez máxima

Factor de longitud efectiva

$$K = 1$$

Longitud libre de la viga en X

$$L_x = 5.90 \text{ (m)}$$

Esbeltez de la viga en X

$$\frac{KL_x}{r_{xb}} = 31.93$$

Longitud libre de la viga en Y

$$L_y = L_b = 2.95 \text{ (m)}$$

Esbeltez de la viga en Y

$$\frac{KL_y}{r_{yb}} = 71.62$$

Esbeltez máxima de la viga

$$E_{\max} = 71.62$$

Cálculo del esfuerzo de pandeo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{E_{\max}^2} = 384.77 \text{ (MPa)}$$

AISC 360-10. Ecuación E3-4 /

AISC 360-16. Ecuación E3-4

Cálculo de la tensión crítica de pandeo

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 133.22$$

AISC 360-10. Ecuación E3-2 / AISC 360-16. Ecuación E3-2

$$\text{Si } E_{\max} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \text{ usar } F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_{yb}}{F_e}\right) * F_{yb} = 190.47 \text{ (MPa)}$$

AISC 360-10. Ecuación E3-3 / AISC 360-16. Ecuación E3-3

$$\text{Si } E_{\max} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \text{ usar } F_{cr} = 0.877 * F_e = 337.44 \text{ (MPa)}$$

$$F_{cr} = 190.47 \text{ (MPa)}$$

Cálculo de la capacidad de la viga a compresión

AISC 360-10. Ecuación E3-1 / AISC 360-16. Ecuación E3-1

$$P_n = F_{cr}A_b = 1881.9 \text{ (KN)} \quad \text{Resistencia nominal a compresión}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi P_n = 1693.7 \text{ (KN)} \quad \text{Resistencia minorada a compresión}$$

○ RESISTENCIA A FLEXIÓN

Definición de C_b

$$C_b = 1.650$$

Cálculo de longitudes características

AISC 360-10. Ecuación F2-7 "User Note" / AISC 360-16. Ecuación F2-7

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_{yb}h_{ob}}{2S_{xb}}} = 4.933 \text{ (cm)}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-8a / AISC 360-16. Ecuación F2-8a

$$c = 1 \quad \text{Para perfiles Doble T}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-5 / AISC 360-16. Ecuación F2-5

$$L_p = 1.76r_{yb} \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 2.050 \text{ (m)} \quad \text{Longitud límite de comportamiento plástico}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-6 / AISC 360-16. Ecuación F2-6

$$L_r = 1.95r_{ts} * \frac{E}{0.7F_{yb}} * \sqrt{\frac{J_b c}{S_{xb} h_{ob}}} + \sqrt{\left(\frac{J_b c}{S_{xb} h_{ob}}\right)^2 + 6.76 * \left(0.70 * \frac{F_{yb}}{E}\right)^2} = 6.52 \text{ (m)}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

Cálculo de Momento Plástico y Tensión Crítica

AISC 360-10. Ecuación F2-1 / AISC 360-16. Ecuación F2-1

Momento plástico

$$M_p = Z_{xb} F_{yb} = 425.5 \quad (\text{KN}\cdot\text{m})$$

Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional elástico

$$M_r = 0.7 S_{xb} F_{yb} = 262.43 \quad (\text{KN}\cdot\text{m})$$

AISC 360-10. Ecuación F2-4 / AISC 360-16. Ecuación F2-4

Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional elástico

$$F_{cr} = C_b \pi^2 * \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J_{bc}}{S_{xb} * h_{ob}} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 1032234 \quad (\text{KN/m}^2)$$

Cálculo de la capacidad de la columna a flexión

Si $L_b \leq L_p$ usar $M_n = M_p$

$$M_n = 425.50 \quad (\text{KN}\cdot\text{m})$$

AISC 360-10. Ecuación F2-2 / AISC 360-16. Ecuación F2-2

Si $L_p < L_b \leq L_r$ usar $M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 S_{xc} F_{yc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$

$$M_n = 425.50 \quad (\text{KN}\cdot\text{m})$$

AISC 360-10. Ecuación F2-3 / AISC 360-16. Ecuación F2-3

Si $L_b > L_r$ usar $M_n = S_x F_{cr} \leq M_p$

$$M_n = 425.50 \quad (\text{KN}\cdot\text{m})$$

Dado que: $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = 425.50 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \text{Resistencia nominal a flexión}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi M_n = 382.95 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \text{Resistencia minorada a flexión}$$

○ REVISIÓN A FLEXO-COMPRESIÓN

AISC 360-10. Ecuación H1-1a y H1-1b / AISC 360-16. Ecuación H1-1a y H1-

Resistencia a compresión

$$\phi P_n = 1693.7 \text{ (KN)}$$

Resistencia a flexión

$$\phi M_n = 382.95 \text{ (KN)}$$

Caso A

$$P_u = 584.77 \text{ (KN)} \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.345$$

$$M_u = 883.58 \text{ (KN*m)}$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} = 2.480$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n} = 2.396$$

$$I = 2.396 \quad \text{No cumple}$$

Caso B

$$P_u = 473.76 \text{ (KN)} \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.280$$

$$M_u = 1261.0 \text{ (KN*m)}$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} = 3.433$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n} = 3.207$$

$$I = 3.207 \quad \text{No cumple}$$

○ REVISIÓN POR CORTE

Corte máximo esperado

$$V_u = 305.44 \text{ (KN)}$$

Altura del alma de la viga

$$h_b = 37.88 \text{ (cm)}$$

Area del alma de la viga

$$A_w = d_b t_{wb} = 42.30 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Perfiles doble T

$$K_V = 5$$

Definición de C_v

AISC 360-10. Sección G2.1(b) / AISC 360-16. Sección G.2.1(b)

$$\lambda_{alma} = \frac{h_b}{t_{wb}} = 40.30$$

$$1.10 \sqrt{\frac{K_V E}{F_{yb}}} = 69.57$$

$$\text{Si } \lambda_{alma} \leq 1.10 \sqrt{\frac{K_V E}{F_{yb}}} \text{ usar } C_v = 1 \text{ sino usar } C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{K_V E}{F_{yb}}}}{\frac{h_b}{t_{wb}}} = 1.73$$

El valor de C_v será:

$$C_v = 1$$

Resistencia a Corte

AISC 360-10. Ecuación G2-1 / AISC 360-16. Ecuación G2-1

$$V_t = 0.6 C_v A_w F_{yb} = 634.50 \text{ (KN)}$$

$$\phi_d = 1.0$$

$$\phi_d V_t = 634.50 \text{ (KN) Resistencia Nominal por corte de la Viga}$$

Relación demanda/capacidad

$$\frac{V_u}{\phi_d V_t} = 0.48 \quad \text{Si cumple}$$

4.4.2. EDIFICACIÓN CON BRBF

4.4.2.1. ARRIOSTRAMIENTO

En la figura 70 se muestran las relaciones demanda/capacidad de los elementos estructurales del pórtico D obtenidas del Etabs; se resalta el resultado obtenido para un arriostramiento cuyo diseño será verificado con una hoja de cálculo de Excel, dicha verificación se encuentra desde la página 103 hasta la 106, donde se detalla el procedimiento paso a paso del diseño del arriostramiento y la obtención de las resistencias ajustadas a tensión y compresión

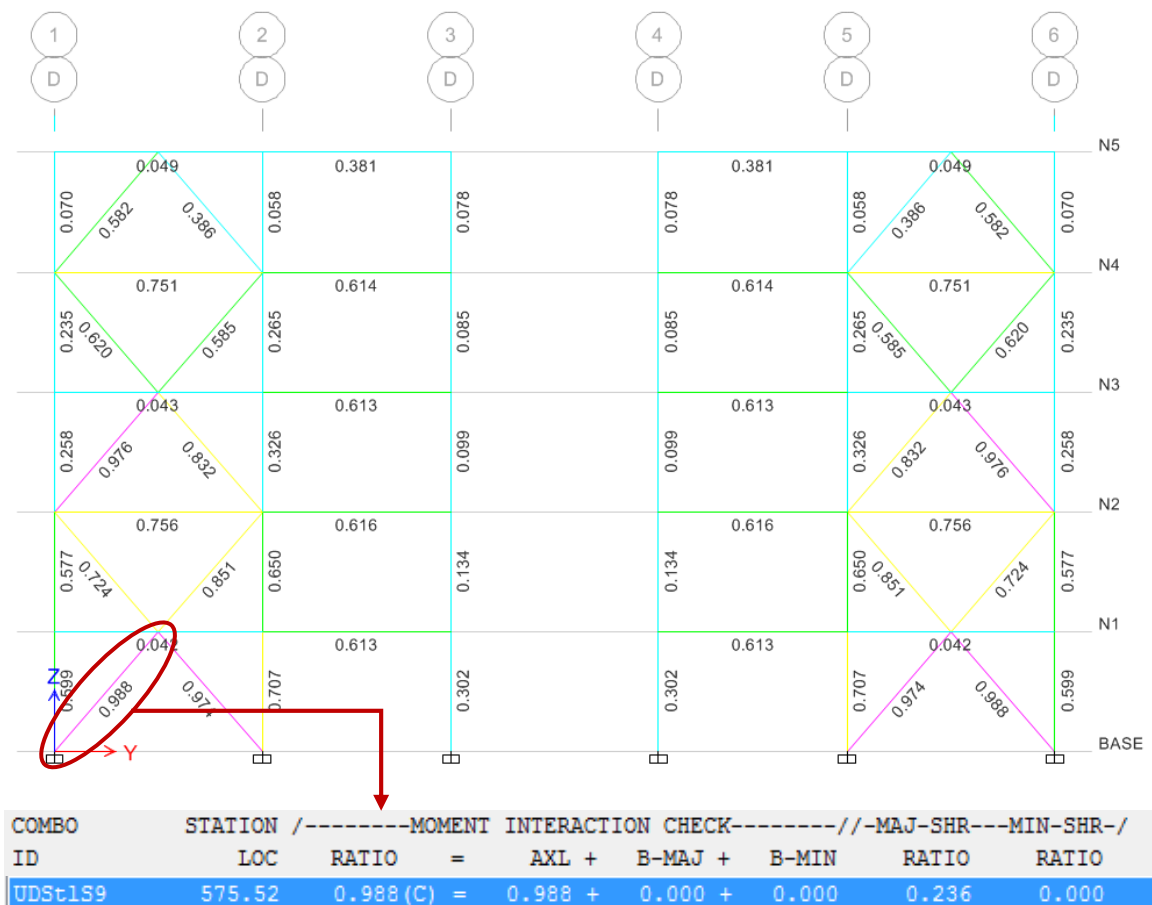


Figura 70 - D/C de arriostramiento en ETABS

BRBF_ARRIOSTRAMIENTO - DATOS GENERALES

• GEOMETRÍA DEL PÓRTICO

Altura de piso

$$H = 3.4 \text{ (m)}$$

Longitud del tramo

$$L = 5.9 \text{ (m)}$$

Longitud del arriostramiento

$$L_a = \sqrt{H^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} = 4.50 \text{ (m)}$$

Ángulo del arriostramiento

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{0.5L}{H}\right) = 40.95 \text{ (deg)}$$

• PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Tensión cedente del núcleo de acero

$$F_{ysc} = 262 \text{ (MPa)}$$

Factor de sobre-resistencia del

núcleo de acero

$$R_{ysc} = 1.21$$

Módulo de elasticidad

$$E = 200000 \text{ (MPa)}$$

• ÁREA DEL NÚCLEO DE ACERO

$$A_{sc} = 20.97 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{Área de la sección transversal del segmento cedente}$$

• LONGITUD DEL SEGMENTO CEDENTE

Longitud centro a centro

$$L_{wp} = L_a = 450.14 \text{ (cm)}$$

Longitud del segmento cedente

$$L_n \approx 0.60L_a = 270 \text{ (cm)}$$

• DISEÑO DEL ARRIOSTRAMIENTO

○ FUERZAS AXIALES

Caso de Carga	(KN)
PP	36.50
SCP	42.53
CV	34.71
CVR	13.88
NLx_PP	0.00
NLx_SCP	0.00

Caso de Carga	(KN)
NLx_CV	0.00
NLy_PP	1.87
NLy_SCP	2.04
NLy_CV	1.65
SH	353.29

○ FUERZAS ÚLTIMAS

Comb. de Carga	(KN)
UDStIS1	110.64
UDStIS2	110.64
UDStIS3	116.11
UDStIS4	105.16
UDStIS5	150.36

Comb. de Carga	(KN)
UDStIS6	150.36
UDStIS7	157.69
UDStIS8	143.02
UDStIS9	488.46
UDStIS10	-308.63

○ FUERZAS AXIALES DE DISEÑO

$$P_{u_comp} = 488.46 \text{ (KN)}$$

$$P_{u_tracc} = -308.63 \text{ (KN)}$$

$$P_{u_diseño} = 488.46 \text{ (KN)}$$

○ RESISTENCIA A TRACCIÓN

AISC 341-10. Ecuación F4-1 / AISC 341-16. Ecuación F4-1

$$P_{ysc} = A_{sc}F_{ysc} = 549.35 \text{ (KN)} \quad \text{Resistencia a tracción}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi P_{ysc} = 494.42 \text{ (KN)} \quad \text{Resistencia a tracción minorada}$$

○ RELACIÓN DEMANDA / CAPACIDAD

$$\frac{|P_{u_diseño}|}{\phi P_y} = 0.988 \quad \text{Si cumple}$$

● RESISTENCIAS MÁXIMAS PROBABLES

○ DEFORMACIÓN ESPERADA

Deformación esperada correspondiente a dos veces la deriva de diseño

Factor de amplif de desplazamientos

$$C_d = 8.00$$

Fuerza axial por sismo

$$P_{bx} = P_{SH} = 353.29 \text{ (KN)}$$

Deformación axial elástica en el arriostramiento

$$\Delta_{bx} = \frac{P_{bx} L_n}{EA_{sc}} = 2.27 \text{ (mm)}$$

Deformación axial inelástica en el arriostramiento

$$\Delta_{brace_1} = C_d \Delta_{bx} = 18.20 \text{ (mm)}$$

Deformación en el arriostramiento

$$2\Delta_{brace_1} = 36.39 \text{ (mm)}$$

Deformación esperada correspondiente a una deriva de 2% la altura de piso

Nota:

Para detalle ver figura 10, en la **sección 2.2.4.1.1. inciso b)**

Deriva correspondiente a 2% la altura de piso

$$\Delta_{frame} = 0.02H = 68.00 \text{ (mm)}$$

Ángulo del arriostramiento con la horizontal

$$\beta = 90 - \theta = 49.05 \text{ (deg)}$$

Deformación en el arriostramiento

$$\Delta_{brace_2} = \Delta_{frame} \cos \beta = 44.56 \text{ (mm)}$$

Deformación esperada (la mayor de los casos anteriores)

$$\Delta_{brace} = 44.56 \text{ (mm)}$$

Deformación unitaria

Deformación unitaria en el arriostramiento

$$\epsilon_{BRB} = \frac{\Delta_{brace}}{L_n} = 0.0165$$

Deformación unitaria en porcentaje

$$\epsilon_{BRB_100} = \epsilon_{BRB} * 100 = 1.65$$

○ DEFINICIÓN DE FACTORES BETA Y OMEGA

Nota:

Los factores ω y β dependen del valor de deformación en el arriostramiento y son brindados por el fabricante, para ver detalles de la obtención de estos valores ver figura 11 en la **sección 2.2.4.1.1. inciso c)**. En este caso se asumirán dichos valores de acuerdo a los intervalos recomendados por los investigadores, ver **sección 4.2.2.3**.

$$\beta\omega = 1.39$$

$$\omega = 1.30 \quad \text{Factor endurecimiento por deformación}$$

$$\beta = \frac{\omega\beta}{\omega} = 1.07 \quad \text{Factor de resistencia a la compresión}$$

○ RESISTENCIAS ESPERADAS EN LOS ARRIOSTRAMIENTOS

AISC 341-10. Sección F4.2a / AISC 341-16. Sección F4.2a

Resistencia esperada a compresión

$$P_{ac} = \beta\omega R_{ysc} P_{ysc} = 923.96 \quad (\text{KN})$$

Resistencia esperada a tracción

$$P_{at} = \omega R_{ysc} P_{ysc} = 864.13 \quad (\text{KN})$$

4.4.2.2. COLUMNA

En la figura 71 se muestran las relaciones demanda/capacidad de los elementos estructurales del pórtico 2 obtenidas del Etabs; se resalta el resultado obtenido para una columna cuyo diseño será verificado con una hoja de cálculo de Excel, dicha verificación se encuentra desde la página 108 hasta la 122, donde se detalla el procedimiento paso a paso del diseño de la columna.

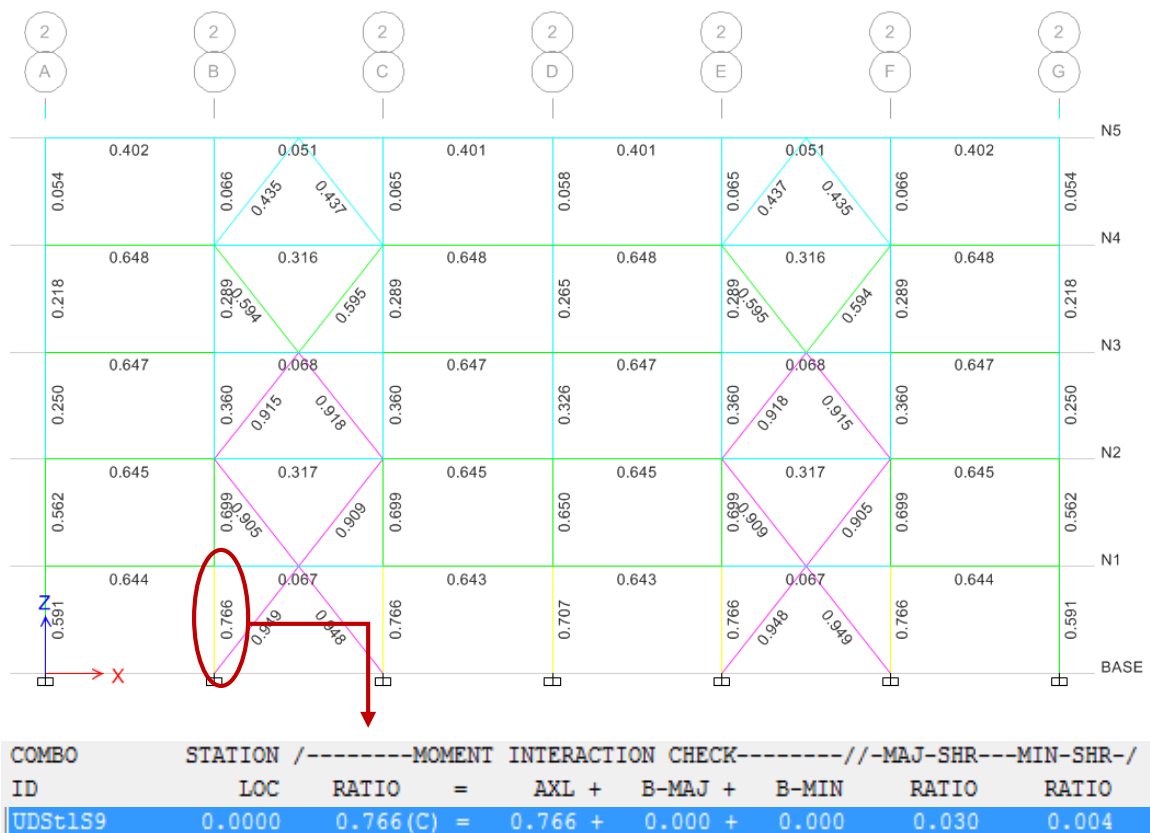


Figura 71 - D/C de columna en ETABS

BRBF_COLUMNNA - DATOS GENERALES

• GEOMETRÍA DEL PÓRTICO

Altura de piso

$$H = 3.40 \text{ (m)}$$

Longitud de cada tramo

$$L = 5.35 \text{ (m)}$$

Longitud del arriostramiento

$$L_a = \sqrt{H^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} = 4.33 \text{ (m)}$$

Ángulo del arriostramiento

$$\theta = \operatorname{atan}\left(\frac{0.5L}{H}\right) = 38.19 \text{ (deg)}$$

• PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Tensión cedente de la columna

$$F_{yc} = 250 \text{ (MPa)}$$

Factor de sobre-resistencia de la columna

$$R_{yc} = 1.5$$

Tensión cedente del núcleo de la BRB

$$F_{ysc} = 262 \text{ (MPa)}$$

Factor de sobre-resistencia de la BRB

$$R_{ysc} = 1.21$$

Módulo de elasticidad

$$E = 200000 \text{ (MPa)}$$

• DEFINICIÓN DE PERFILES A UTILIZAR

Viga a utilizar

IPE400

Altura de la sección

$$d_b = 400 \text{ (mm)}$$

Columna a utilizar

HEB340

Altura de la sección

$$d_c = 340 \text{ (mm)}$$

Area gruesa

$$A_c = 171 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Ancho del ala

$$b_{fc} = 300 \text{ (mm)}$$

Módulo elástico "X"

$$S_{xc} = 2157 \text{ (cm}^3\text{)}$$

Espesor del ala

$$t_{fc} = 21.5 \text{ (mm)}$$

Módulo plástico "X"

$$Z_{xc} = 2408 \text{ (cm}^3\text{)}$$

Espesor del alma
 $t_{wc} = 12 \text{ (mm)}$

Módulo plástico "Y"
 $Z_{yc} = 986 \text{ (cm}^3\text{)}$

Radio de curvatura
 $r_c = 27 \text{ (mm)}$

Inercia en "X"
 $I_{xc} = 36660 \text{ (cm}^4\text{)}$

Constante torsional de St. Venant
 $J_c = 263 \text{ (cm}^4\text{)}$

Inercia en "Y"
 $I_{yc} = 9690 \text{ (cm}^4\text{)}$

Cálculos

Radio de giro en X

$$r_{xc} = \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_c}} = 14.64 \text{ (cm)}$$

Distancia entre centroides de las alas

$$h_{oc} = d_c - t_{fc} = 318.5 \text{ (mm)}$$

Radio de giro en Y

$$r_{yc} = \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c}} = 7.53 \text{ (cm)}$$

espesor del ala + curvatura

$$k_c = t_{fc} + r_c = 48.5 \text{ (mm)}$$

Constante de torsión de alabeo

Altura libre del alma

$$C_{wc} = t_{fc} h_{oc}^2 \frac{b_{fc}^3}{24} = 2453634 \text{ (cm}^6\text{)} \quad h_c = d_c - 2k_c = 243.0 \text{ (mm)}$$

• DISEÑO SISMORRESISTENTE DE LA COLUMNA

○ ESFUERZOS POR CASO DE CARGA

Caso	PP	M33	M22
PP	324.37	0.50	0.05
SCP	366.25	0.66	0.07
CV	296.16	0.55	0.06
CVR	118.47	0.22	0.02
NLx_PP	3.27	0.34	0.00
NLx_SCP	3.27	0.38	0.00

Caso	PP	M33	M22
NLx_CV	2.55	0.30	0.00
NLy_PP	0.00	0.00	0.11
NLy_SCP	0.00	0.00	0.12
NLy_CV	0.00	0.00	0.10
SH	764.81	62.77	20.88

○ FUERZAS AXIALES Y MOMENTOS ÚLTIMOS

Combo	PP	M33	M22
UDStIS1	976.0	2.63	0.17
UDStIS2	957.7	0.62	0.17
UDStIS3	966.9	1.63	0.50
UDStIS4	966.9	1.62	-0.16
UDStIS5	1314.5	3.62	0.24

Combo	PP	M33	M22
UDStIS6	1290.7	0.91	0.24
UDStIS7	1302.6	2.27	0.69
UDStIS8	1302.6	2.26	-0.20
UDStIS9	1943.2	64.77	21.09
UDStIS10	1155.1	63.42	20.94

○ REVISIÓN DEL PANDEO LOCAL

Para las alas

$$\lambda_{ala} = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = 6.98 \quad \text{Esbeltez del ala de la columna}$$

Criterio 2010 - Alta ductilidad

AISC 341-10. Tabla D1.1

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$\lambda_{ala_max} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 8.49$$

Si cumple

Criterio 2016 - Moderada ductilidad

AISC 341-16. Tabla D1.1

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \leq 0.40 \sqrt{\frac{E}{R_{yc}F_{yc}}}$$

$$\lambda_{ala_max} = 0.40 \sqrt{\frac{E}{R_{yc}F_{yc}}} = 9.24$$

Si cumple

Para el alma

Esbeltez del alma de la columna

$$\lambda_{alma} = \frac{h_c}{t_{wc}} = 20.25$$

Fuerza axial máxima

$$P_{uc_max} = 1943.24 \quad (\text{KN})$$

Resistencia cedente axial de la columna

$$P_{yc} = A_c * F_{yc} = 4275.0 \quad (\text{KN})$$

Factor de minoración

$$\phi = 0.9$$

Criterio 2010 - Alta ductilidad

AISC 341-10. Tabla D1.1

$$C_a = \frac{P_{uc_max}}{\phi P_{yc}}$$

Para $C_a \leq 0.125$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} (1 - 0.93C_a)$$

Para $C_a > 0.125$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} (2.93 - C_a) \geq \dots$$

$$\dots \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Criterio 2016 - Moderada ductilidad

AISC 341-16. Tabla D1.1

$$C_a = \frac{P_{uc_max}}{\phi R_{yc} P_{yc}}$$

Para $C_a \leq 0.114$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_{yc}F_{yc}}} (1 - 3.04C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 1.29 \sqrt{\frac{E}{R_{yc}F_{yc}}} (2.12 - C_a) \geq \dots$$

$$\dots \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yc}F_{yc}}}$$

$$C_a = \frac{P_{uc_max}}{\phi P_{yc}} = 0.51$$

Para $C_a \leq 0.125$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} (1 - 0.93C_a) = 36.75$$

Para $C_a > 0.125$

El mayor valor de:

$$0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} (2.93 - C_a) = 52.81$$

$$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 42.14$$

$$\lambda_{alma_max} = 52.81$$

Si cumple

$$C_a = \frac{P_{uc_max}}{R_{yc} \phi P_{yc}} = 0.337$$

Para $C_a \leq 0.114$

$$3.96 \sqrt{\frac{E}{R_{yc} F_{yc}}} (1 - 3.04C_a) = -2.16$$

Para $C_a > 0.114$

El mayor valor de:

$$1.29 \sqrt{\frac{E}{R_{yc} F_{yc}}} (2.12 - C_a) = 53.13$$

$$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yc} F_{yc}}} = 36.26$$

$$\lambda_{alma_max} = 53.13$$

Si cumple

○ RESISTENCIA A COMPRESIÓN

Cálculo de la esbeltez máxima

Factor de longitud efectiva

$$K = 1.0$$

Longitud libre

$$L_{bc} = H - d_b = 3.00 \text{ (m)}$$

Esbeltez máxima

$$E_{max} = \frac{KL_{bc}}{r_{yc}} = 39.85$$

Cálculo del esfuerzo de pandeo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{E_{max}^2} = 1242.8 \text{ (MPa)}$$

**AISC 360-10. Ecuación E3-4 /
AISC 360-16. Ecuación E3-4**

Cálculo de la tensión crítica de pandeo

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 133.22$$

AISC 360-10. Ecuación E3-2 / AISC 360-16. Ecuación E3-2

$$\text{Si } E_{\max} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} \text{ usar } F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_{yc}}{F_e}\right) * F_{yc} = 229.81 \text{ (MPa)}$$

AISC 360-10. Ecuación E3-3 / AISC 360-16. Ecuación E3-3

$$\text{Si } E_{\max} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} \text{ usar } F_{cr} = 0.877 * F_e = 1090.0 \text{ (MPa)}$$

$$F_{cr} = 229.81 \text{ (MPa)} \quad \text{Tensión crítica de pandeo}$$

Cálculo de la capacidad de la columna a compresión

AISC 360-10. Ecuación E3-1 / AISC 360-16. Ecuación E3-1

$$P_n = F_{cr} A_c = 3929.81 \text{ (KN)} \quad \text{Resistencia nominal a compresión}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi P_n = 3536.8 \text{ (KN)} \quad \text{Resistencia minorada a compresión}$$

○ RESISTENCIA A FLEXIÓN (Eje Fuerte)

Definición de C_b

$$C_b = 1.65$$

Cálculo de longitudes características

AISC 360-10. Ecuación F2-7 "User Note" / AISC 360-16. Ecuación F2-7

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_{yc} h_{oc}}{2 S_{xc}}} = 8.459 \text{ (cm)}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-8a / AISC 360-16. Ecuación F2-8a

$$c = 1 \quad \text{Para perfiles Doble T}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-5 / AISC 360-16. Ecuación F2-5

$$L_p = 1.76 r_{yc} \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 3.75 \text{ (m)} \quad \text{Longitud límite de comportamiento plástico}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-6 / AISC 360-16. Ecuación F2-6

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$$L_r = 1.95 r_{ts} * \frac{E}{0.7 F_{yc}} * \sqrt{\frac{J_c c}{S_{xc} h_{oc}} + \sqrt{\left(\frac{J_c c}{S_{xc} h_{oc}}\right)^2 + 6.76 * \left(0.70 * \frac{F_{yc}}{E}\right)^2}} = 17.16 \text{ (m)}$$

Cálculo de Momento Plástico y Tensión Crítica

AISC 360-10. Ecuación F2-1 / AISC 360-16. Ecuación F2-1

Momento plástico

$$M_p = Z_{xc} F_{yc} = 602 \text{ (KN*m)}$$

Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral elástico

$$M_r = 0.7 S_{xc} F_{yc} = 377.39 \text{ (KN*m)}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-4 / AISC 360-16. Ecuación F2-4

Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional elástico

$$F_{cr} = C_b \pi^2 * \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J_c c}{S_{xc} * h_{oc}} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 3037236 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Cálculo de la capacidad de la columna a flexión

Si $L_b \leq L_p$ usar $M_n = M_p$

$$M_n = 602.00 \text{ (KN*m)}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-2 / AISC 360-16. Ecuación F2-2

Si $L_p < L_b \leq L_r$ usar $M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 S_{xc} F_{yc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$

$$M_n = 602.00 \text{ (KN*m)}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-3 / AISC 360-16. Ecuación F2-3

Si $L_b > L_r$ usar $M_n = S_x F_{cr} \leq M_p$

$$M_n = 602.00 \text{ (KN*m)}$$

Dado que: $L_b \leq L_p$

$$M_{n_1} = 602.00 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \text{Resistencia nominal a flexión}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi M_{n_1} = 541.80 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \text{Resistencia minorada a flexión}$$

○ RESISTENCIA A FLEXIÓN (Eje Débil)

Cálculo de Momento Plástico

$$M_p = Z_{yc} F_{yc} = 246.5 \quad (\text{KN}\cdot\text{m})$$

Cálculo de la capacidad de la columna a flexión

$$\phi M_{n_2} = \phi M_p = 221.85 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \text{Resistencia minorada a flexión}$$

○ RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD

AISC 360-10. Ecuación H1-1a y H1-1b / AISC 360-16. Ecuación H1-1a y H1-

<i>Resistencia a flexión en el eje mayor</i>	<i>Resistencia a compresión</i>
$\phi M_{n_1} = 541.80 \quad (\text{KN}\cdot\text{m})$	$\phi P_n = 3536.8 \quad (\text{KN})$

Resistencia a flexión en el eje menor

$$\phi M_{n_2} = 221.85 \quad (\text{KN}\cdot\text{m})$$

Para la combinación 1

$$M_{u_1} = 2.63 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 976.03 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 0.17 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.276$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.144$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.281$$

$$I = 0.281 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 2

$$M_{u_1} = 0.62 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 957.72 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 0.17 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.271$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.137$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.272$$

$$I = 0.272 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 3

$$M_{u_1} = 1.63 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 966.88 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 0.50 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.273$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.142$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.278$$

$$I = 0.278 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 4

$$M_{u_1} = 1.62 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 966.87 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = -0.16 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.273$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.139$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.275$$

$$I = 0.275 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 5

$$M_{u_1} = 3.62 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 1314.5 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 0.24 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.372$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.194$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.379$$

$$I = 0.379 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 6

$$M_{u_1} = 0.91 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 1290.7 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 0.24 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.365$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.185$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.367$$

$$I = 0.367 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 7

$$M_{u_1} = 2.27 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 1302.6 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 0.69 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.368$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.191$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.375$$

$$I = 0.375 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 8

$$M_{u_1} = 2.26 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 1302.6 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = -0.20 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.368$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.187$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.371$$

$$I = 0.371 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 9

$$M_{u_1} = 64.77 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 1943.2 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 21.09 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.549$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.489$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.740$$

$$I = 0.740 \quad \text{Si cumple}$$

Para la combinación 10

$$M_{u_1} = 63.42 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad P_u = 1155.1 \quad (\text{KN})$$

$$M_{u_2} = 20.94 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.327$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{u_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{u_2}} \right) = 0.375$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u_1}}{\phi M_{n_1}} + \frac{M_{u_2}}{\phi M_{n_2}} \right) = 0.515$$

$$I = 0.515 \quad \text{Si cumple}$$

• REVISIÓN ESPECIAL DE LA COLUMNA

○ DEFINICIÓN DEL ANÁLISIS

AISC 341-10. Sección F4.3 / AISC 341-16. Sección F4.3

La resistencia requerida de las columnas se tomará como la fuerza desarrollada en los miembros asumiendo que la fuerza en todas los arriostramientos corresponden a su resistencia ajustada en compresión o en tensión.

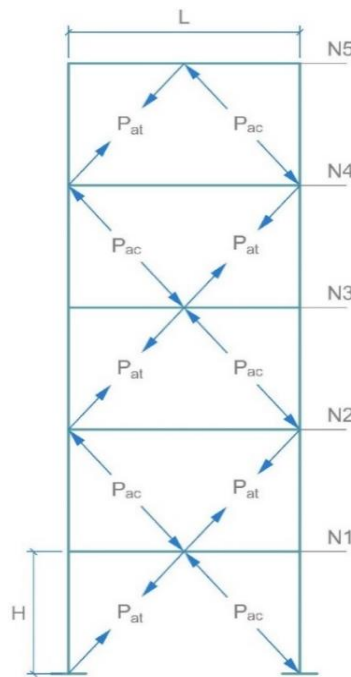


Figura 72 - Análisis para determinar la carga sísmica amplificada en las columnas

○ RESISTENCIA ESPERADA DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS

Arriostramiento - N1

$$A_{sc} = 20.97 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\beta\omega = 1.39$$

$$P_{ysc} = A_{sc}F_{ysc} = 549.4 \text{ (KN)}$$

$$\omega = 1.30$$

$$R_{ysc} = 1.21$$

$$\beta = \frac{\omega\beta}{\omega} = 1.07$$

$$P_{at_N1} = \omega R_{ysc} P_{ysc} = 864.13 \text{ (KN)}$$

$$P_{ac_N1} = \beta\omega R_{ysc} P_{ysc} = 924.0 \text{ (KN)}$$

Arriostramiento - N2

$$A_{sc} = 20.97 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\beta\omega = 1.39$$

$$P_{ysc} = A_{sc}F_{ysc} = 549.4 \text{ (KN)}$$

$$\omega = 1.30$$

$$R_{ysc} = 1.21$$

$$\beta = \frac{\omega\beta}{\omega} = 1.07$$

$$P_{at_N2} = \omega R_{ysc} P_{ysc} = 864.1 \text{ (KN)}$$

$$P_{ac_N2} = \beta\omega R_{ysc} P_{ysc} = 924.0 \text{ (KN)}$$

Arriostramiento - N3

$$A_{sc} = 17.74 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\beta\omega = 1.39$$

$$P_{ysc} = A_{sc}F_{ysc} = 464.8 \text{ (KN)}$$

$$\omega = 1.30$$

$$R_{ysc} = 1.21$$

$$\beta = \frac{\omega\beta}{\omega} = 1.07$$

$$P_{at_N3} = \omega R_{ysc} P_{ysc} = 731.2 \text{ (KN)}$$

$$P_{ac_N3} = \beta\omega R_{ysc} P_{ysc} = 781.8 \text{ (KN)}$$

Arriostramiento - N4

$$A_{sc} = 17.74 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\beta\omega = 1.39$$

$$P_{ysc} = A_{sc}F_{ysc} = 464.8 \text{ (KN)}$$

$$\omega = 1.30$$

$$R_{ysc} = 1.21$$

$$\beta = \frac{\omega\beta}{\omega} = 1.07$$

$$P_{at_N4} = \omega R_{ysc} P_{ysc} = 731.2 \text{ (KN)}$$

$$P_{ac_N4} = \beta\omega R_{ysc} P_{ysc} = 781.8 \text{ (KN)}$$

Arriostramiento - N5

$$A_{sc} = 14.52 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\beta\omega = 1.39$$

$$P_{ysc} = A_{sc}F_{ysc} = 380.3 \text{ (KN)}$$

$$\omega = 1.30$$

$$R_{ysc} = 1.21$$

$$\beta = \frac{\omega\beta}{\omega} = 1.07$$

$$P_{at_N5} = \omega R_{ysc} P_{ysc} = 598.2 \text{ (KN)}$$

$$P_{ac_N5} = \beta\omega R_{ysc} P_{ysc} = 639.7 \text{ (KN)}$$

○ COMPRESIÓN ESPERADA EN LA COLUMNA

Carga resultante en el nivel 1

$$P_{N1} = \left[\frac{(P_{at_N1} + P_{ac_N2} - P_{ac_N1} - P_{at_N2}) \cos(\theta)}{2} \right] = 0.00 \quad (\text{KN})$$

Carga resultante en el nivel 3

$$P_{N3} = \left[\frac{(P_{at_N3} + P_{ac_N4} - P_{ac_N3} - P_{at_N4}) \cos(\theta)}{2} \right] = 0.00 \quad (\text{KN})$$

Carga resultante en el nivel 5

$$P_{N5} = \left[\frac{(P_{at_N5} - P_{ac_N5}) \cos(\theta)}{2} \right] = -16.28 \quad (\text{KN})$$

$$P_{Emh_a} = (P_{at_N2} + P_{ac_N3} + P_{at_N4} + P_{ac_N5}) \cos(\theta) + P_{N1} + P_{N3} + P_{N5} = 2355 \quad (\text{KN})$$

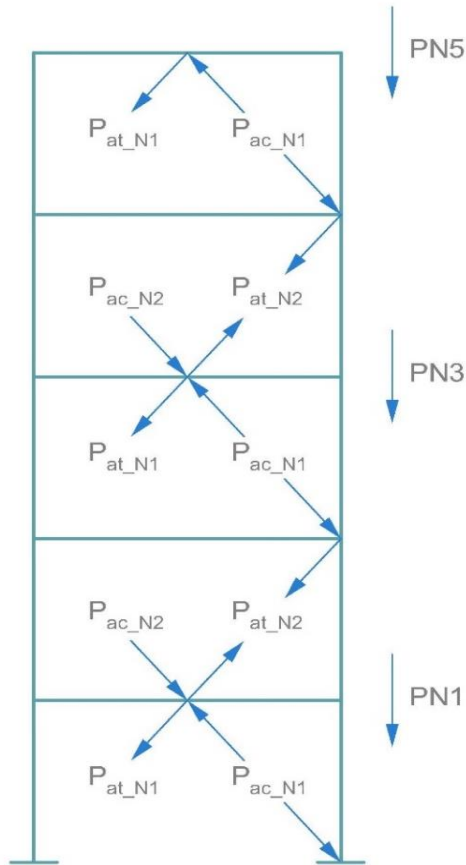


Figura 73 - Diagrama para determinar la fuerza de compresión en la columna

○ TRACCIÓN ESPERADA EN LA COLUMNA

Carga resultante en el nivel 1

$$P_{N1} = \left[\frac{(P_{at_N1} + P_{ac_N2} - P_{ac_N1} - P_{at_N2}) \cos(\theta)}{2} \right] = 0.00 \quad (\text{KN})$$

Carga resultante en el nivel 3

$$P_{N3} = \left[\frac{(P_{at_N3} + P_{ac_N4} - P_{ac_N3} - P_{at_N4}) \cos(\theta)}{2} \right] = 0.00 \quad (\text{KN})$$

Carga resultante en el nivel 5

$$P_{N5} = \left[\frac{(P_{at_N5} - P_{ac_N5}) \cos(\theta)}{2} \right] = -16.28 \quad (\text{KN})$$

$$T_{Emh_a} = (-P_{ac_N2} - P_{at_N3} - P_{ac_N4} - P_{at_N5}) \cos(\theta) + P_{N1} + P_{N3} + P_{N5} = -2402 \quad (\text{KN})$$

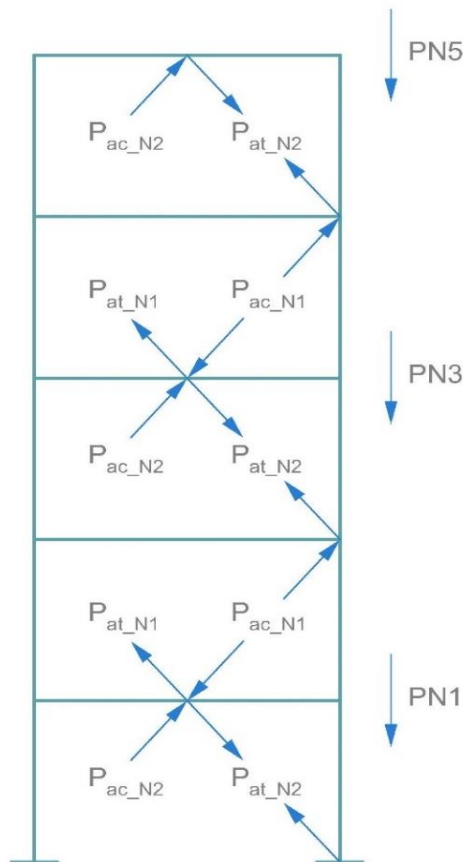


Figura 74 - Diagrama para determinar la fuerza de tensión en la columna

○ DEMANDA AXIAL REQUERIDA EN LA COLUMNA

Condición 1

La resistencia requerida a compresión de la columna se obtiene según las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada calculada por los diagramas de fuerzas anteriores:

$$P_{u_comp_1} = (1.2 + 0.2S_{DS})(P_{PP} + P_{SCP}) + P_{CV} + P_{Emh} = 3533.1 \quad (\text{KN})$$

$$P_{u_tracc_1} = (0.9 - 0.2S_{DS})(P_{PP} + P_{SCP}) + T_{Emh} = -2011.4 \quad (\text{KN})$$

Condición 2

A continuación se muestra la resistencia requerida calculada usando las combinaciones de carga con la carga sísmica amplificada por el factor de sobrerresistencia omega, cabe mencionar que el Etabs realiza la revisión de la relación demanda/capacidad mediante este cálculo:

$$P_{u_comp_2} = (1.2 + 0.2S_{DS})(P_{PP} + P_{SCP}) + P_{CV} + \Omega_0 P_{SH} = 2708.1 \quad (\text{KN})$$

$$P_{u_tracc_2} = (0.9 - 0.2S_{DS})(P_{PP} + P_{SCP}) - \Omega_0 P_{SH} = -1139.28 \quad (\text{KN})$$

○ RESISTENCIA DE LA COLUMNA

$$\phi P_n = 0.9F_{cr}A_c = 3537 \quad (\text{KN}) \quad \text{Resistencia a compresión}$$

$$\phi P_y = 0.9F_{yc}A_c = 3848 \quad (\text{KN}) \quad \text{Resistencia a tracción}$$

○ DEMANDA/CAPACIDAD BAJO CARGAS AXIALES

Condición 1

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.999 \quad \text{Si cumple}$$

$$\frac{|T_u|}{\phi P_y} = 0.523 \quad \text{Si cumple}$$

Condición 2

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.766 \quad \text{Si cumple}$$

$$\frac{|T_u|}{\phi P_y} = 0.296 \quad \text{Si cumple}$$

4.4.2.3. VIGA INTERCEPTADA POR LOS ARRIOSTRAMIENTOS, NIVEL 5

En la figura 75 se muestran las relaciones demanda/capacidad de los elementos estructurales del pórtico A obtenidas del Etabs; se resalta el resultado obtenido para una viga cuyo diseño será verificado con una hoja de cálculo de Excel, dicha verificación se encuentra desde la página 124 hasta la 132, donde se detalla el procedimiento paso a paso del diseño de la viga.



Figura 75 - D/C en ETABS

DATOS GENERALES - DISEÑO VIGA

• GEOMETRÍA DEL PÓRTICO

Altura de piso

$$H = 3.4 \text{ (m)}$$

Longitud de cada tramo

$$L = 5.9 \text{ (m)}$$

Número de soportes laterales

$$N = 1$$

Longitud no soporta de viga principal

$$L_b = \frac{L}{N + 1} = 2.95 \text{ (m)}$$

Longitud del arriostramiento

$$L_a = \sqrt{H^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} = 4.50 \text{ (m)}$$

Ángulo del arriostramiento

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{0.5L}{H}\right) = 40.95 \text{ (deg)}$$

• PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Tensión cedente de la viga

$$F_{yb} = 250 \text{ (MPa)}$$

Factor de sobre-resistencia de la viga

$$R_{yb} = 1.5$$

Tensión cedente del núcleo de la BRB

$$F_{ysc} = 262 \text{ (MPa)}$$

Factor sobre-resistencia del núcleo de la BRB

$$R_{ysc} = 1.21$$

Módulo de elasticidad

$$E = 200000 \text{ (MPa)}$$

• DEFINICIÓN DE VIGA A UTILIZAR

Viga a utilizar

IPE400

Altura de la sección

$$d_b = 400 \text{ (mm)}$$

Area gruesa

$$A_b = 84.5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Ancho del ala

$$b_{fb} = 180 \text{ (mm)}$$

Módulo elástico "X"

$$S_{xb} = 1157 \text{ (cm}^3\text{)}$$

Espesor del ala

$$t_{fb} = 13.5 \text{ (mm)}$$

Módulo plástico "X"

$$Z_{xb} = 1307 \text{ (cm}^3\text{)}$$

Espesor del alma

$$t_{wb} = 8.6 \text{ (mm)}$$

Inercia en "X"

$$I_{xb} = 23130 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Radio de curvatura
 $r_b = 21 \text{ (mm)}$

Inercia en "Y"
 $I_{yb} = 1318 \text{ (cm}^4\text{)}$

Constante torsional de St. Venant
 $J_b = 51.3 \text{ (cm}^4\text{)}$

Cálculos

Radio de giro en X

$$r_{xb} = \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} = 16.54 \text{ (cm)}$$

Radio de giro en Y

$$r_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} = 3.95 \text{ (cm)}$$

Constante de torsión de alabeo

$$C_{wb} = t_{fb} h_{ob}^2 \frac{b_{fb}^3}{24} = 490048.5 \text{ (cm}^6\text{)}$$

Distancia entre centroides de las alas

$$h_{ob} = d_b - t_{fb} = 386.5 \text{ (mm)}$$

espesor del ala + curvatura

$$k_b = t_{fb} + r_b = 34.5 \text{ (mm)}$$

Altura libre del alma

$$h_b = d_b - 2k_b = 331.0 \text{ (mm)}$$

• REVISIÓN ESPECIAL DE LA VIGA

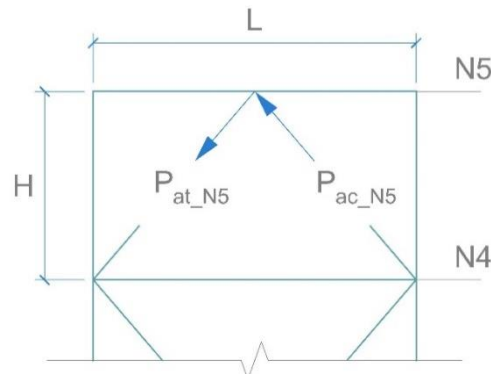


Figura 76 - Análisis para determinar la carga sísmica amplificada en la viga

○ ESFUERZOS POR CASO DE CARGA (CENTRO)

Caso	PP	M33	V22
PP	1.94	0.73	2.40
SCP	2.28	0.68	1.23
CV	1.84	0.42	0.77

Caso	PP	M33	V22
CVR	0.74	0.17	0.31
SH	44.25	0.38	0.13

○ RESISTENCIA ESPERADA DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS

Arriostramiento - N5

$$A_{sc} = 14.52 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\beta\omega = 1.39$$

$$P_{ysc} = A_{sc}F_{ysc} = 380.3 \text{ (KN)}$$

$$\omega = 1.30$$

$$R_{ysc} = 1.21$$

$$\beta = \frac{\omega\beta}{\omega} = 1.07$$

$$P_{at_N5} = \omega R_{ysc} P_{ysc} = 598.25 \text{ (KN)} \quad P_{ac_N5} = \beta \omega R_{ysc} P_{ysc} = 639.66 \text{ (KN)}$$

○ AXIAL, CORTE Y MOMENTO EN LA VIGA DEBIDO A LOS ARRIOSTRAMIENTOS

Carga vertical transmitida a la viga

$$P_{ver_a} = (P_{y_N5} - P_{n_N5}) * \cos(\theta) = -31.28 \text{ (KN)}$$

Carga horizontal transmitida a la viga

$$P_{hor_a} = (P_{y_N5} + P_{n_N5}) * \sin(\theta) = 811.3 \text{ (KN)}$$

Fuerza axial transmitida a la viga

$$P_{Emh_a} = \frac{P_{hor_a}}{2} = 405.63 \text{ (KN)}$$

Momento transmitido a la viga

$$M_{Emh_a} = \frac{P_{ver_a}L}{4} = -46.1 \text{ (KN*m)}$$

Fuerza cortante transmitida a la viga

$$V_{Emh_a} = \frac{P_{ver_a}}{2} = -15.64 \text{ (KN)}$$

○ SOLICITACIONES REQUERIDAS DE DISEÑO

$$P_u = (1.2 + 0.2S_{DS})(P_{PP} + P_{SCP}) + P_{CV} + P_{Emh_a} = 413.97 \text{ (KN)}$$

$$V_u = (1.2 + 0.2S_{DS})(V_{PP} + V_{SCP}) + V_{CV} + V_{Emh_a} = -9.30 \text{ (KN)}$$

$$M_u = (1.2 + 0.2S_{DS})(M_{PP} + M_{SCP}) + M_{CV} + M_{Emh_a} = -43.57 \text{ (KN*m)}$$

○ REVISIÓN DEL PANDEO LOCAL

Para las alas

$$\lambda_{ala} = \frac{b_{fb}}{2t_{fb}} = 6.67 \quad \text{Esbeltez del ala de la viga}$$

Criterio 2010 - Alta ductilidad

AISC 341-10. Tabla D1.1

$$\frac{b_{fb}}{2t_{fb}} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$$

$$\lambda_{ala_max} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 8.49$$

Si cumple

Criterio 2016 - Moderada ductilidad

AISC 341-16. Tabla D1.1

$$\frac{b_{fb}}{2t_{fb}} \leq 0.40 \sqrt{\frac{E}{R_{yb}F_{yb}}}$$

$$\lambda_{ala_max} = 0.40 \sqrt{\frac{E}{R_{yb}F_{yb}}} = 9.24$$

Si cumple

Para el alma

Esbeltez del alma de la viga

$$\lambda_{alma} = \frac{h_b}{t_{wb}} = 38.49$$

Fuerza axial última

$$P_{ub_max} = 413.97 \text{ (KN)}$$

Resistencia cedente axial de la viga

$$P_{yb} = A_b * F_{yb} = 2112.5 \text{ (KN)}$$

Factor de minoración

$$\phi = 0.9$$

Criterio 2010 - Alta ductilidad

AISC 341-10. Tabla D1.1

$$C_a = \frac{P_{uc_max}}{\phi P_{yb}}$$

Para $C_a \leq 0.125$

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} (1 - 0.93C_a)$$

Para $C_a > 0.125$

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} (2.93 - C_a) \geq \dots$$

$$\dots \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$$

Criterio 2016 - Moderada ductilidad

AISC 341-16. Tabla D1.1

$$C_a = \frac{P_{uc_max}}{\phi R_{yb} P_{yb}}$$

Para $C_a \leq 0.114$

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_{yb}F_{yb}}} (1 - 3.04C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 1.29 \sqrt{\frac{E}{R_{yb}F_{yb}}} (2.12 - C_a) \geq \dots$$

$$\dots \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yb}F_{yb}}}$$

$$C_a = \frac{P_{ub_max}}{\phi P_{yb}} = 0.218$$

Para $C_a \leq 0.125$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} (1 - 0.93 C_a) = 55.26$$

Para $C_a > 0.125$

$$0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} (2.93 - C_a) = 59.07$$

$$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 42.1$$

$$\lambda_{alma_max} = 59.07$$

Si cumple

$$C_a = \frac{P_{ub_max}}{R_{yb} \phi P_{yb}} = 0.145$$

Para $C_a \leq 0.114$

$$3.96 \sqrt{\frac{E}{R_{yb} F_{yb}}} (1 - 3.04 C_a) = 51.10$$

Para $C_a > 0.114$

$$1.29 \sqrt{\frac{E}{R_{yb} F_{yb}}} (2.12 - C_a) = 58.83$$

$$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yb} F_{yb}}} = 36.26$$

$$\lambda_{alma_max} = 58.83$$

Si cumple

○ LONGITUD NO SOPORTADA

$$L_{bviga} = 2.95 \text{ (m)} \quad \text{Longitud no soportada}$$

Criterio 2010

AISC 341-10. Ecuación D1-2

$$L_{bmax} = 0.17 r_{yb} \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 5.37 \text{ (m)}$$

Si cumple

Criterio 2016

AISC 341-16. Ecuación D1-2

$$L_{bmax} = 0.19 r_{yb} \sqrt{\frac{E}{R_{yb} F_{yb}}} = 4.00 \text{ (m)}$$

Si cumple

○ RESISTENCIA A COMPRESIÓN

Cálculo de la esbeltez máxima

Factor de longitud efectiva

$$K = 1$$

Longitud libre de la viga en X

$$L_x = 5.90 \text{ (m)}$$

Esbeltez de la viga en X

$$\frac{KL_x}{r_{xb}} = 35.66$$

Longitud libre de la viga en Y

$$L_y = L_b = 2.95 \text{ (m)}$$

Esbeltez de la viga en Y

$$\frac{KL_y}{r_{yb}} = 74.70$$

Esbeltez máxima de la viga

$$E_{\max} = 74.70$$

Cálculo del esfuerzo de pandeo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{E_{\max}^2} = 353.79 \text{ (MPa)}$$

*AISC 360-10. Ecuación E3-4 /
AISC 360-16. Ecuación E3-4*

Cálculo de la tensión crítica de pandeo

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 133.22$$

AISC 360-10. Ecuación E3-2 / AISC 360-16. Ecuación E3-2

$$\text{Si } E_{\max} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \text{ usar } F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_{yb}}{F_e}}\right) * F_{yb} = 185.99 \text{ (MPa)}$$

AISC 360-10. Ecuación E3-3 / AISC 360-16. Ecuación E3-3

$$\text{Si } E_{\max} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \text{ usar } F_{cr} = 0.877 * F_e = 310.27 \text{ (MPa)}$$

$$F_{cr} = 185.99 \text{ (MPa)}$$

Cálculo de la capacidad de la viga a compresión

AISC 360-10. Ecuación E3-1 / AISC 360-16. Ecuación E3-1

$$P_n = F_{cr} A_b = 1571.6 \text{ (KN)} \quad \text{Resistencia nominal a compresión}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi P_n = 1414.5 \text{ (KN)} \quad \text{Resistencia minorada a compresión}$$

○ RESISTENCIA A FLEXIÓN

Definición de C_b

$$C_b = 1.650$$

Cálculo de longitudes características

AISC 360-10. Ecuación F2-7 "User Note" / AISC 360-16. Ecuación F2-7

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_{yb} h_{ob}}{2S_{xb}}} = 4.693 \text{ (cm)}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-8a / AISC 360-16. Ecuación F2-8a

$$c = 1 \quad \text{Para perfiles Doble T}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-5 / AISC 360-16. Ecuación F2-5

$$L_p = 1.76 r_{yb} \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 1.97 \text{ (m)} \quad \text{Longitud límite de comportamiento plástico}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-6 / AISC 360-16. Ecuación F2-6

$$L_r = 1.95 r_{ts} * \frac{E}{0.7 F_{yb}} * \sqrt{\frac{J_{bc}}{S_{xb} h_{ob}}} + \sqrt{\left(\frac{J_{bc}}{S_{xb} h_{ob}}\right)^2 + 6.76 * \left(0.70 * \frac{F_{yb}}{E}\right)^2} = 6.36 \text{ (m)}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

Cálculo de Momento Plástico y Tensión Crítica

AISC 360-10. Ecuación F2-1 / AISC 360-16. Ecuación F2-1

Momento plástico

$$M_p = Z_{xb} F_{yb} = 326.75 \text{ (KN*m)}$$

Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento comportamiento del pandeo lateral torsional elástico

$$M_r = 0.7 S_{xb} F_{yb} = 202.39 \text{ (KN*m)}$$

AISC 360-10. Ecuación F2-4 / AISC 360-16. Ecuación F2-4

Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional elástico

$$F_{cr} = C_b \pi^2 * \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J_{bc}}{S_{xb} * h_{ob}}} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2 = 959014 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Cálculo de la capacidad de la columna a flexión

Si $L_b \leq L_p$ usar $M_n = M_p$

$$M_n = 326.75 \quad (\text{KN}\cdot\text{m})$$

AISC 360-10. Ecuación F2-2 / AISC 360-16. Ecuación F2-2

Si $L_p < L_b \leq L_r$ usar $M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7S_{xc}F_{yc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$

$$M_n = 326.75 \quad (\text{KN}\cdot\text{m})$$

AISC 360-10. Ecuación F2-3 / AISC 360-16. Ecuación F2-3

Si $L_b > L_r$ usar $M_n = S_x F_{cr} \leq M_p$

$$M_n = 326.75 \quad (\text{KN}\cdot\text{m})$$

Dado que: **$L_p < L_b \leq L_r$**

$$M_n = 326.75 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \text{Resistencia nominal a flexión}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi M_n = 294.08 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \quad \text{Resistencia minorada a flexión}$$

○ REVISIÓN A FLEXO-COMPRESIÓN

AISC 360-10. Ecuación H1-1a y H1-1b / AISC 360-16. Ecuación H1-1a y H1-1b

Resistencia a compresión

$$\phi P_n = 1414.5 \quad (\text{KN})$$

Resistencia a flexión

$$\phi M_n = 294.08 \quad (\text{KN})$$

Solicitación requerida a compresión

$$P_u = 413.97 \quad (\text{KN})$$

Solicitación requerida a flexión

$$M_u = 43.57 \quad (\text{KN}\cdot\text{m})$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.293$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} = 0.294$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20 \text{ usar } I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n} = 0.424$$

$$I = 0.424 \quad \text{Si cumple}$$

○ REVISIÓN POR CORTE

Corte máximo esperado

$$V_u = 9.30 \quad (\text{KN})$$

Area del alma de la viga

$$A_w = d_b t_{wb} = 34.40 \quad (\text{cm})^2$$

Altura del alma de la viga

$$h_b = 33.1 \quad (\text{cm})$$

Perfiles doble T

$$K_V = 5$$

Definición de C_v

AISC 360-10. Sección G2.1(b) / AISC 360-16. Sección G.2.1(b)

$$\lambda_{\text{alma}} = \frac{h_b}{t_{wb}} = 38.49$$

$$1.10 \sqrt{\frac{K_V E}{F_{yb}}} = 69.57$$

$$\text{Si } \lambda_{\text{alma}} \leq 1.10 \sqrt{\frac{K_V E}{F_{yb}}} \text{ usar } C_V = 1 \text{ sino usar } C_V = \frac{1.10 \sqrt{\frac{K_V E}{F_{yb}}}}{\frac{h_b}{t_{wb}}} = 1.81$$

El valor de C_v será:

$$C_V = 1$$

Resistencia a Corte

AISC 360-10. Ecuación G2-1 / AISC 360-16. Ecuación G2-1

$$V_t = 0.6 C_V A_w F_{yb} = 516.0 \quad (\text{KN})$$

$$\phi_d = 1$$

$$\phi_d V_t = 516.0 \quad (\text{KN}) \quad \text{Resistencia Nominal por corte de la Viga}$$

Relación demanda/capacidad

$$\frac{V_u}{\phi_d V_t} = 0.02 \quad \text{Si cumple}$$

4.5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

4.5.1. ESPECTROS DE RESPUESTAS

En el siguiente grafico se aprecia cómo influye el factor de reducción de ductilidad en la definición de los espectros de respuestas utilizados en la edificación con SCBF vs BRBF.

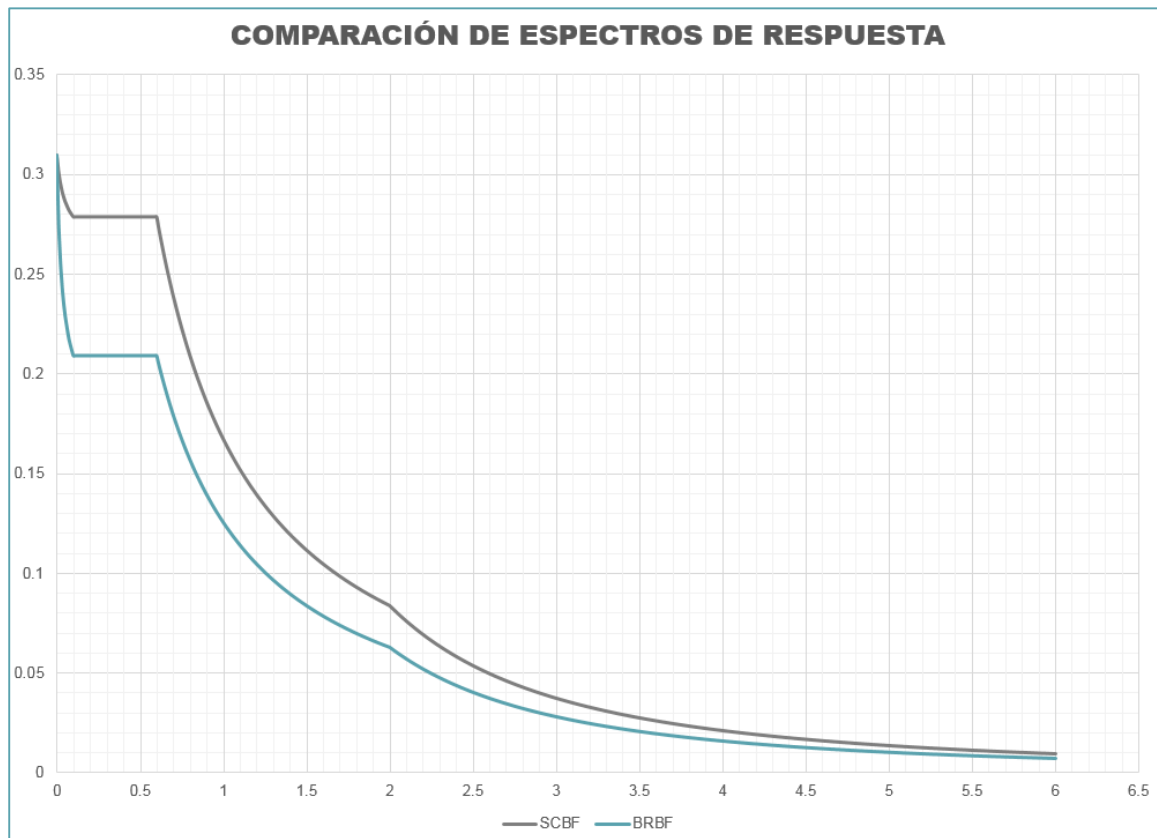


Figura 77 - Comparación de Espectros

4.5.2. CORTANTES BASAL

En el siguiente gráfico se observa como el cortante basal en los BRBF ha disminuido de manera notable como resultado de la disminución del factor de ductilidad en el espectro de repuesta.

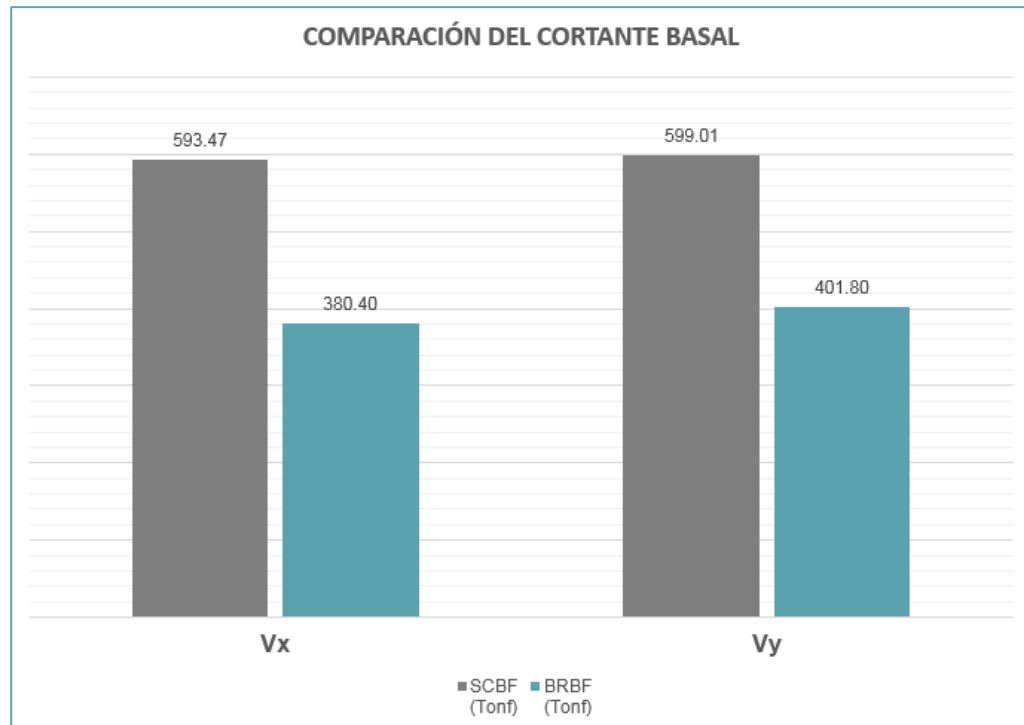


Figura 78 - Comparación del Cortante Basal

4.5.3. PESO PROPIO: SCBF VS BRBF

Se extrajeron del Etabs los pesos de columnas, vigas principales y vigas secundarias, para realizar una gráfica que mostrara de manera más visual la comparación de los pesos de los elementos estructurales de ambos sistemas. En la figura 79 se muestran los datos utilizados para la elaboración de la gráfica en Excel, la gráfica se muestra en la figura 80.

Descripción	SCBF (Tonf)	BRBF (Tonf)
Peso de Columnas	125.67	80.40
Peso de Vigas	106.28	103.63
Peso de Vigas de Transferencias	31.63	31.63
Peso de Correas	30.62	30.62
Total	294.20	246.28

Figura 79 - Peso de elementos estructurales de cada sistema

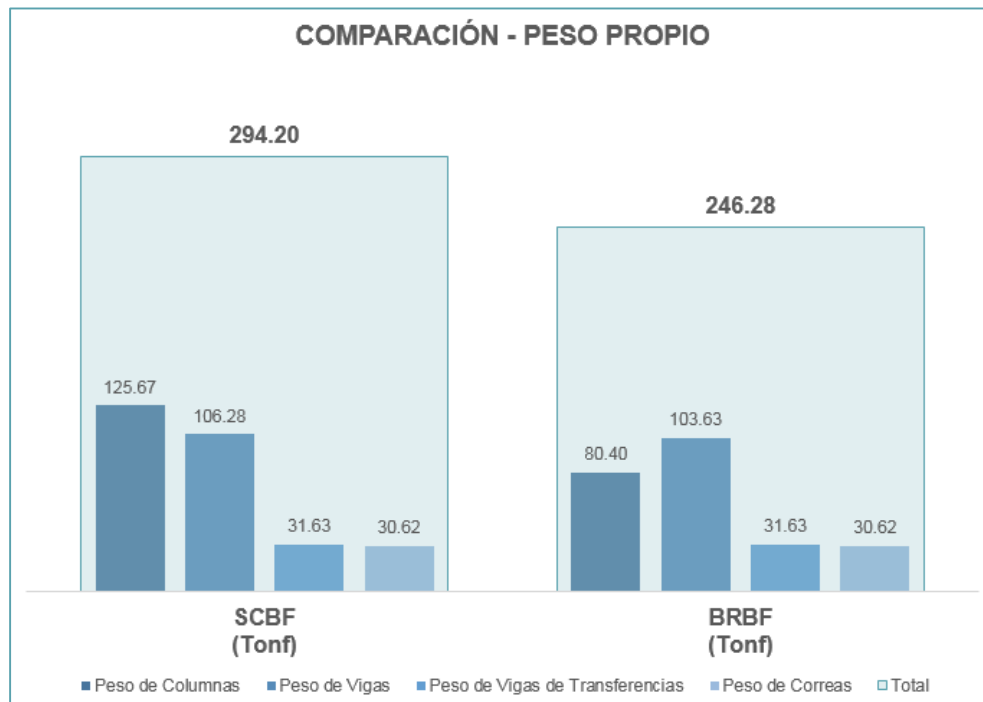


Figura 80 – Gráfica de comparación del peso de los elementos estructurales

En la gráfica anterior se puede observar que el acero estructural en los BRBF es menor que el utilizado en los SCBF, para obtener la cantidad de ahorro simplemente restamos al acero requerido para los SCBF el acero requerido para los BRBF. En la figura 81 se presenta la diferencia en el peso de los elementos estructurales y en la figura 82 una gráfica de dicha diferencia.

Concepto	Diferencia (Tonf)
Diferencia en columnas	45.27
Diferencia en vigas	2.65
Diferencia en vigas de transferencia	0.00
Diferencia en correas	0.00
Total	47.92

Figura 81 - Diferencia de peso de elementos estructurales

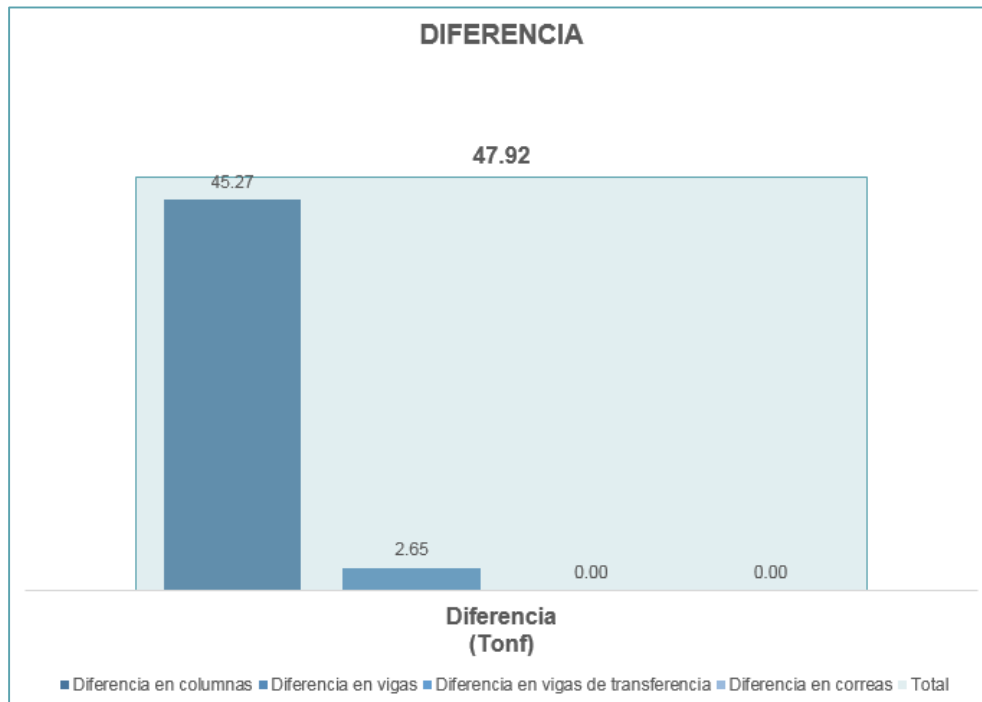


Figura 82 – Gráfica de la diferencia de peso de los elementos estructurales

4.5.4. PORCENTAJES DE AHORRO EN LOS DIFERENTES ELEMENTOS

La figura 83 y la figura 84 muestran los porcentajes de ahorro de acero estructural de la edificación con BRBF en relación al acero estructural utilizado en la edificación con SCBF.

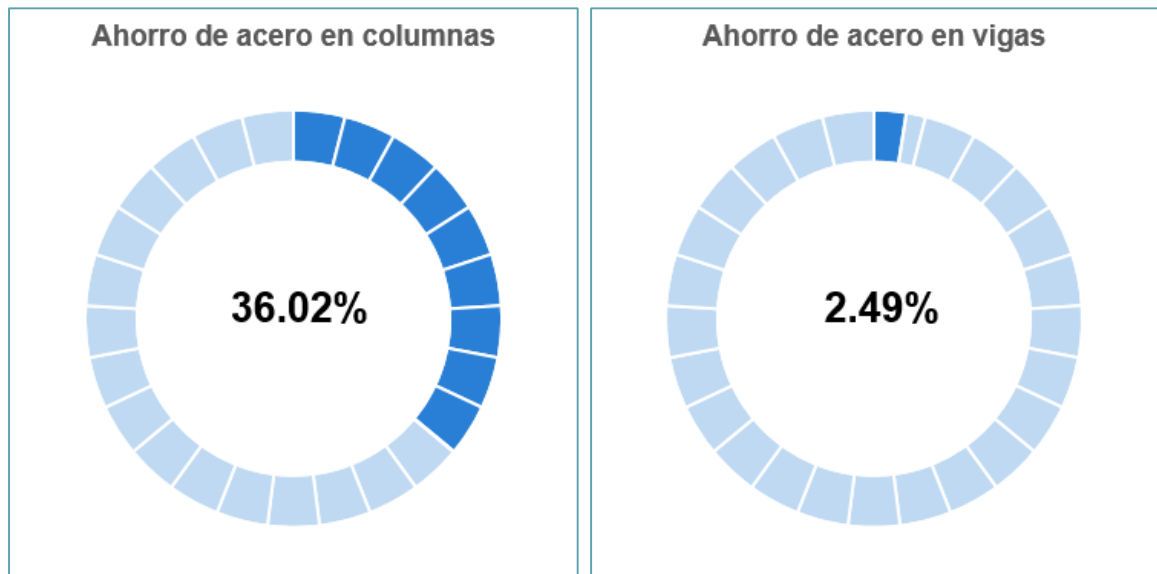


Figura 83 - Ahorro porcentual de acero en columnas y vigas de los BRBF en comparación con los SCBF

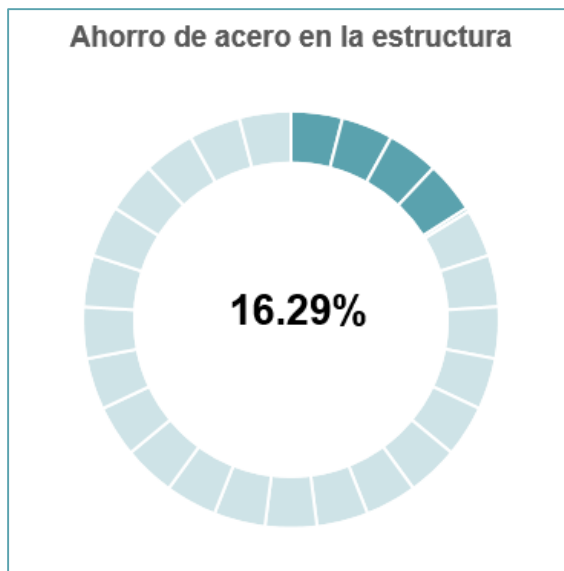


Figura 84 - Ahorro porcentual de acero en la edificación con BRBF en comparación con la edificación con SCBF

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Se ha realizado el diseño de una edificación de cinco niveles usando SCBF y otra usando BRBF, después de comparar los resultados obtenidos, se puede concluir lo siguiente:

1. La edificación con BRBF presentó una reducción del 36% en el acero estructural usado en columnas y del 2% en el acero estructural usado en vigas.

Cabe señalar que en el diseño efectuado con las hojas de cálculo, las vigas del quinto piso interceptadas por los arriostramientos del sistema con SCBF, no cumplían con la relación demanda/capacidad, por lo cual el ahorro en vigas puede ser mayor.

2. La edificación con BRBF presentó una reducción de aproximadamente el 16% en el acero estructural requerido para todo el edificio.
3. La edificación con BRBF presentó una reducción de más del 40% del cortante basal.
4. Debido a que las secciones de los miembros estructurales de la edificación con BRBF son más pequeñas, el montaje de la estructura será más fácil.

Los ítems anteriores son ventajas que los BRBF tienen ante los SCBF, por lo cual se concluye que los BRBF, además de poseer un mejor comportamiento estructural, han logrado generar un ahorro importante de acero utilizado en la edificación planteada en este trabajo monográfico.

RECOMENDACIONES

1. Realizar un análisis no lineal comparativo entre los sistemas SCBF y BRBF, para compararlo con el análisis establecido en el AISC 341, el cual asume un mecanismo de plastificación completo, es decir, exige un análisis en el cual se asume que se desarrollan rótulas plásticas en todos los arriostramientos, algo que probablemente no ocurra.
2. Realizar un análisis comparativo para edificaciones de distintos niveles y tipologías.
3. Incluir el diseño de los BRBF en las normativas nacionales.
4. Ajustar el Reglamento Nacional de la Construcción a los lineamientos establecidos por el ASCE7.

BIBLIOGRAFÍA

ANSI/AISC 341. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction.

ANSI/AISC 341. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction.

ANSI/AISC 360. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction.

ANSI/AISC 360. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction.

ASCE/SEI 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.

Bruneau M., Uang C. M., Sabelli R. (2011). *Ductile design of steel structures*. USA: McGraw-Hill.

Crisafulli F. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Mendoza, Argentina.

Dasse Desing Inc. (2009). *Cost advantages of buckling restrained braced framed buildings*. San Francisco.

- Fujimoto, Wada, Saeki, Hitomi y Watanabe. (1988). Properties of brace encased in buckling restraining concrete and steel tube. *Ninth World Conference on Earthquake Engineering*. Japan.
- Fujimoto, Wada, Saeki, Takeuchi, Watanabe. (1990). *Development of Unbonded Brace*. Japan.
- Kersting R., Fahnestock L., López W. (2015). Seismic Design of Steel Buckling Restrained Braced Frames. *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 11*.
- López, W. A., y Sabelli, R. (2004). *Seismic design of buckling-restrained braced frames*. Chicago, IL: Steel TIPS Report.
- Murata, Mochizuki, Andou, Takahashi. (1980). An experimental study on buckling of unbonded braces under centrally applied loads. *Annual Meeting Architectural Institute of Japan*, pp. 1913-1914.
- Palazzo, G., López-Almansa, F., Cahís, X. y Crisafulli, F. (2009). A low-tech dissipative buckling restrained brace. Design, analysis, production and testing. *Engineering Structures*, Vol. 31, No. 9, pp. 2152-2161.
- Remennikov, A. y Walpole, W. (1997). Analytical prediction of seismic behaviour for concentrically-braced steel systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 859-874.
- RNC. (2007). *Reglamento Nacional de Construcción*. Managua, Nicaragua: Ministerio de Transporte e Infraestructura.

RNC. (2017). *Norma mínima de diseño y construcción general de acero estructural*. Managua, Nicaragua: Ministerio de Transporte e Infraestructura.

Takeda, Kimura, Yoshioka, Furuya y Takemoto. (1976). An experimental study on braces encased in Steel tube and mortar. *Anual Meeting Architectural Institute of Japan*, pp. 1041-1042.

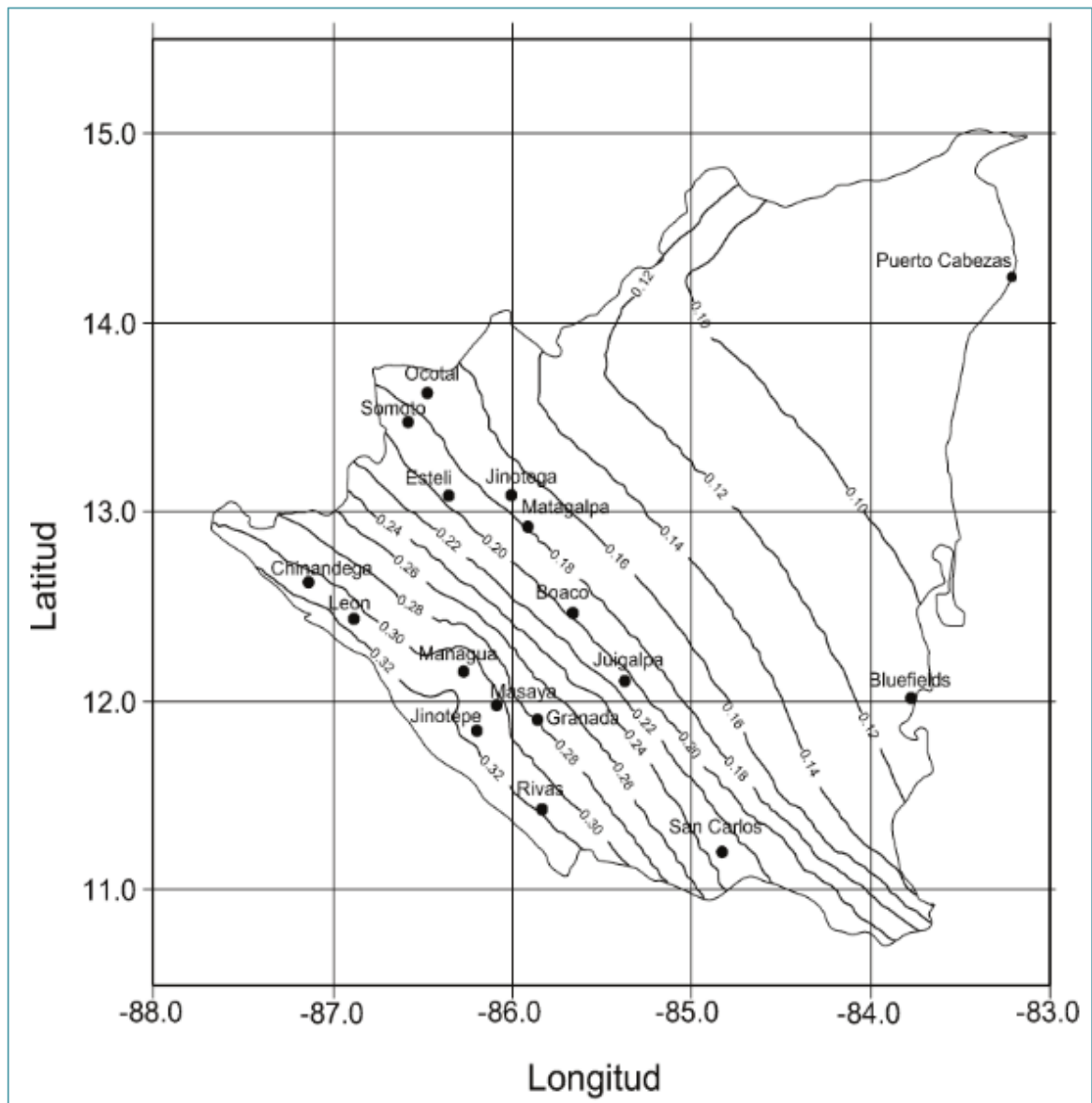
ANEXOS

ANEXO A: Tabla - Cargas Vivas Unitarias Mínimas (kg/m2)

DESTINO	MÁXIMA (CV)	INCIDENTAL (CVR)
Residencial (casas, apartamentos, cuartos de hoteles, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales)	200	80
Salones de clase: Escuelas primarias	250	150
Secundaria y universidad	250	200
Hospitales (salas y cuartos), Asilos, Centros de Salud y Clínicas	200	100
Salas de Operación	400	150
Oficinas: Despachos	250	100
Salas de Archivo	500	250
Bibliotecas: Salones de Lectura	300	150
Salón de Libros	600	400
Lugares de Reunión: Salones de Baile, gimnasios, restaurantes, museos y salas de juegos	400	250
Auditorios, Cines, Templos: Sillas Fijas	350	250
Sillas Móviles	500	250
Teatros: Vestíbulos	200	80
Piso del escenario	700	350
Graderías y tribunas	500	250
Lugares de Comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público)	500	250
Estadios y lugares para espectáculo provisto de gradas (desprovisto de bancas o butacas)	500	350
Laboratorios	250	125

Comercio: Ligero	350	300
Semi-pesado	450	400
Pesado	550	500
Fábrica y Talleres: Ligero	400	350
Semi-pesado	500	450
Pesado	700	600
Bodegas: Ligero	450	400
Semi-pesado	550	475
Pesado	650	550
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100	40
Techos de losas con pendiente mayor de 5%	50	20
Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.40m)	250	150
Andamios y cimbra para concreto	150	100
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	400	200

ANEXO B: Mapa de Isoaceleraciones para Estructuras del Grupo B



ANEXO C: Tabla – Ductilidad Global para diferentes sistemas sismorresistentes

Configuración Estructural	Sistema Estructural	Ductilidad Local	Ductilidad Global Efectiva (a utilizarse para la obtención de Espectro de Diseño)	
			Edificaciones Regulares	Edificaciones Irregulares
Sistemas no Arriostrados	OMF	-	1.5	1
	IMF	SDA	3	2
	SMF	SDE	5	3
	STMF	SDE	5	3
Sistemas Arriostrados	OCBF	SDA	1.5	1
	SCBF	SDE	3	2
	EBF	SDE	4	3
	SPSW	SDE	4	3

ANEXO D: Tabla – Distorsiones Máximas Permitidas

Sistema Estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q=3 ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q=3 ó 4)	0.0300
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q=1 ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q=3)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q=1 ó 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015